

Ecole Mohammadia d'Ingénieurs

2016-2017

Projet de Fin d'Etude

Département Génie Civil

Mohamed El Mehdi CHARAF **Option :** Hydraulique

Zaynab ABERBACH **Option :** BPC

« Etude des techniques de renforcement et d'amélioration des sols en milieu maritime et l'impact du renforcement sur la conception et le dimensionnement des ouvrages d'accostage.
-
Etude de cas : mur de quai fondé sur un sol renforcé par colonnes ballastées. »

Projet réalisé au sein de bureau d'étude C.I.D



Soutenance prévue le 07 Juin 2017 devant le jury composé de :

Encadrant(s) à l'EMI : Pr. TALEB
Pr. BENMANSOUR

Encadrant à l'organisme : Mme SOAID (C.I.D)

Autres membres du jury : Mr HNIAD (EMI)

Dédicaces

A mes parents,

Aucun mot ne pourra vous exprimer mon amour, mon respect et ma reconnaissance pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation, mon instruction et mon bien être ;

A mon frère,

Pour sa présence, son soutien permanent, son attention ainsi que sa grande patience à mon égard. Qu'il trouve ici le témoignage de mon entière gratitude et que Dieu le bénisse et le protège ;

A mes chères sœurs,

Pour votre soutien et votre sympathie, pour l'amour et le respect que vous m'avez toujours témoigné. Je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès ;

A ma grand-mère,

Santé et longévité pour l'intérêt qu'elle accorde à mes études en poursuivant toujours mon parcours et les conseils qu'elle n'a pas cessé de me prodiguer.

A tous mes amis,

Avec qui j'ai passé des moments inoubliables, vous resterez à jamais gravés dans ma mémoire.

Zaynab ABERBACH

A mes parents,

Aucun mot ne saurait exprimer mon amour, mon respect, mon affection et ma grande considération pour vous et pour toutes les peines endurées, toutes les privations et sacrifices consentis;

A ma chère sœur,

Pour l'amour et le support perpétuel que tu m'as prodigué;

A tous mes amis,

Aux moments de joie et d'amitié que l'on a partagés.

Mohamed El Mehdi CHARAF

Remerciements

Comme signe de gratitude et témoignage de notre profonde reconnaissance, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué au bon déroulement de notre stage de fin d'étude.

Nous citons en particulier, M. Ali TALEB et Mme. Nadia BENMANSOUR professeurs à l'Ecole Mohammadia d'ingénieurs (EMI) pour avoir accepté d'encadrer notre travail, et qui nous ont été d'une aide précieuse tant par leurs orientations que leurs conseils.

Nous témoignons notre gratitude aussi à l'égard de Mme Jamila El BRAHMI, pour ses conseils précieux durant la période de notre stage.
Nous tenons aussi à exprimer notre reconnaissance envers Mr. ADJAR El Hocine qui nous a donné l'opportunité de passer notre stage au sein du bureau d'études C.I.D.
Nos remerciements les plus sincères s'adressent également à Mme Nisrine SOAID, notre encadrante au Bureau d'Etudes C.I.D pour son accompagnement continu, ses orientations pertinentes et sa disponibilité tout au long de notre stage.

Merci également à M.Othmane HNIAD, Professeur à l'école Mohammadia d'ingénieurs pour ses conseils et ses remarques, ainsi que pour sa bienveillance à vouloir évaluer notre travail.

Nous adresserons particulièrement mes remerciements à l'ensemble du Corps Professoral et Administratif du Département Génie Civil en particulier et celui de l'Ecole Mohammadia d'Ingénieurs, pour les efforts qu'ils déploient en vue de dispenser une formation solide digne d'un Ingénieur de l'avenir.

Résumé

Le présent document est une synthèse des travaux menés lors du stage au bureau d'études C.I.D ; dans le cadre de notre projet de fin d’études, qui porte sur: " Dimensionnement d’un mur de quai fondé sur un sol renforcé par colonnes ballastés.’’

L’étude s’articule autour de quatre grands chapitres :

- ✓ Le premier Chapitre se rapporte à une présentation du Nouveau Port de Safi et la structure de ses ouvrages.

- ✓ Le deuxième Chapitre aborde les problèmes géotechniques rencontrés dans les sols. Par la suite, différentes méthodes de renforcement et d'amélioration sont traitées, ainsi que leurs domaines d’application.

- ✓ Le troisième Chapitre porte sur l’amélioration du sol support en passant par le Dimensionnement des colonnes ballastées par la méthode de Priebe, puis une analyse de l'accélération du temps de consolidation par l'usage des drains verticaux. Une étude paramétrique avec Plaxis 2D du sol de fondation, avant et après renforcement par colonnes ballastées, permet de comparer les résultats numériques avec ceux obtenus par un calcul manuel.

- ✓ Le quatrième Chapitre porte sur la conception et le dimensionnement d’un mur de quai en caisson sur un sol renforcé, en vérifiant manuellement sa stabilité vis-à-vis du glissement, du renversement et du poinçonnement dans les deux états ; statique et dynamique, tout en optimisant la largeur du caisson, ainsi que la vérification vis-à-vis du grand glissement par le logiciel SLIDE.

ملخص

يتناول مشروع نهاية الدراسة ملخصاً لأهم الأشغال التي أنجزت خلال التدريب الذي قمنا به لدى مكتب الدراسات "استشارة هندسة تنمية"، وموضوع هذه الأطروحة هو:′′ دراسة جدار رصيف فوق تربة معززة بأعمدة مثقلة ′′

تتمحور الدراسة المقدمة في هذا الإطار حول أربعة فصول:

- **الفصل الأول** خصص لتقديم لبنيات الميناء الجديد لآسفي وتركيبة منشآته،
- **الفصل الثاني** يدرس المشاكل الجيوتقنية المطروحة عند تحديد أرضية الميناء وكذا مناهج وطرق الدعم والتطوير بالإضافة إلى مجالات تطبيقها.
- **الفصل الثالث** يتدارس طرق تحسين الأرضية التحتية أو الأساس بالإضافة إلى طريقة احتساب أبعاد الأعمدة المثقلة بواسطة منهج PRIEBE، وفي هذا الصدد مكنت الدراسة البارميترية، بواسطة PLAXIS 2D لتربة الأساس قبل وبعد عملية تقوية المنشأة بالأعمدة المثقلة ، في القيام بمقارنة علمية للنتائج العددية مع تلك المحصل عليها.
- **الفصل الرابع** يقدم منهجية دراسة جدار رصيف من الكتل الاسمنتية الجوفاء المشيد فوق تربة معززة بأعمدة مثقلة بالإضافة إلى سبل التحقق من صلابتها بطريقة كلاسيكية عند وقوع عملية الانزلاق أو الانقلاب وكذا قدرة التحمل في كلتا الحالتين سواء الساكنة أو الديناميكية، مع القيام بتحسين أفضل لبعد الجدار والتحقق من الانزلاق الأكبر اعتماداً على برنامج SLIDE.

Abstract

This document is a synthesis of the work conducted during the internship at C.I.D; In the framework of our graduation project, which treats: "Designing a quay wall based on a soil reinforced by stone columns."

The study is structured around four main chapters:

- ✓ The first chapter presents the New Port of Safi and the structure of its works.

- ✓ The second chapter addresses geotechnical problems encountered in soils. Thereafter, different methods of reinforcement and improvement are enumerated, as well as their fields of application.

- ✓ The third chapter deals with the improvement of the support soil by dimensioning stone columns using Priebe's method , followed by an analysis of the acceleration of consolidation time by the use of vertical drains. A parametric study with Plaxis 2D of the foundation soil, before and after reinforcement by ballasted columns, allows us to compare the numerical results with those obtained by a manual calculation.

- ✓ The fourth chapter concerns the design and dimensioning of a caisson quay wall on a reinforced soil. The objective is to guarantee its stability against slipping, overturning and bearing capacity failures in both states; Static and seismic, while optimizing its dimensions .The overall stability is verified by using the software SLIDE

Sommaire :

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des annexes

Introduction

Dans le cadre de sa stratégie de développement propre, le Groupe OCP a lancé un programme d'extension industrielle ambitieux visant l'augmentation de sa capacité de production, le renforcement de sa flexibilité industrielle et la réduction des coûts assimilés, dans l'optique d'une pérennisation avisée de sa position en tant que leader dans son secteur.

A cette fin, le programme a été développé selon les trois axes géographiques que sont :

- L'axe Khouribga –Jorf Lasfar (Axe Nord)
- L'axe Gantour –Safi (Axe Central)
- Et l'axe Phosboucraa (Axe Sud)

La construction des ouvrages de protection et d'accostage est développée sur un espace choisi en commun accord avec le Ministère de l'Equipement, du Transport , de la logistique et de l'Eau pour répondre aux besoins de l'OCP ainsi que les autres industries au niveau de la ville de Safi notamment l'Office National de l'Eau et de l'Electricité pour des besoins de déchargement des consommables énergétiques de la centrale de production électrique.

Le projet de fin d'études a consisté en une étude la de stabilité du mur de quai en tenant compte de la géométrie du quai et des diverses charges auxquelles il sera soumis pendant sa durée de vie.

D'autant plus qu'un renforcement du sol de fondation par usage de colonnes ballastées est effectué afin de conférer au sol ; sous l'ouvrage ; une durabilité et un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements en vigueur.

Chapitre I: Description du projet

I.1 Présentation du nouveau port de SAFI

Le nouveau port minier de Safi situé sur le littoral atlantique à environ 15 km de Safi aura pour mission de répondre aux besoins de la future centrale électrique et ceux du groupe OCP. Le coût de l'investissement avoisine les 4 milliards de DH. Ce qui va permettre la création de 400 emplois directs et indirects lors de la mise en exploitation du nouveau port.

Le projet est situé à proximité de la nouvelle centrale électrique de Safi lancée par l'Office national de l'électricité et de l'eau (ONEE) et le futur hub phosphatier de l'OCP dans cette région. En effet, la construction du port est programmée en trois phases en vue de répondre aux besoins évolutifs de ces deux grands projets.

I.1.1 Phase 1

Actuellement en construction, et dont l'achèvement est prévu en 2017, elle permettra de sécuriser l'approvisionnement de la nouvelle centrale de l'ONEE en charbon à hauteur de 3,5 millions de tonnes par an». Cette première phase est scindée en deux lots. Le premier porte sur la construction des ouvrages de protection, du quai vraquier, celui du service, la réalisation des dragages et remblais. Alors que le second lot sera consacré à la voirie et les réseaux divers du port.

I.1.2 Phase 2

La deuxième phase a pour objectif la construction des ouvrages portuaires de l'OCP.

I.1.3 Phase 3

La troisième phase a pour objectif de doubler la capacité d'accueil pour satisfaire la demande de l'extension de la centrale estimée à 7 millions de tonnes de charbon par an, ainsi qu'un prolongement de la digue principale.

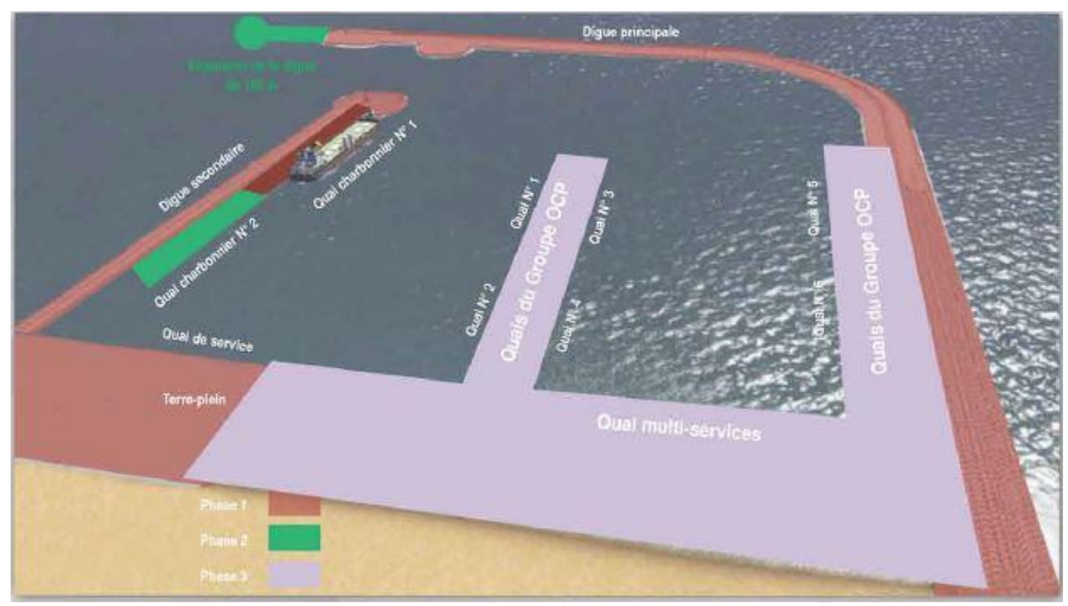


Figure 1:Phases du projet du nouveau port de SAFI

I.2 Plan de masse du projet

Le Ministère de l’Equipement et du Transport (Direction des Ports et du Domaine Public Maritime) s’est fixé parmi ses missions d’accompagner les opérateurs économiques dans leurs efforts de développement de leurs capacités de production, notamment par la réalisation de nouvelles infrastructures portuaires et par l’extension du patrimoine existant.

Dans ce sens, la Direction des Ports et du Domaine Public a entamé la construction d’un port sur le littoral atlantique Marocain à environ 15km au Sud de la ville de Safi pour répondre aux besoins de l’ONE (L’Office National de l’Electricité), qui envisage la réalisation d’une centrale thermique à Safi d’une puissance totale de 1320 MW en 1ère phase et 2640MW en 2ème phase et dont la consommation annuelle en charbon s’élève à 3,5 millions de tonnes en phase 1 et 7 millions de tonne en phase 2.

L’objectif de la Direction des Ports et du Domaine Public dans la première phase d’un projet de nouveau port est de disposer d’un quai vraquier permettant l’approvisionnement en combustible de la centrale thermique ONE de JORF LIHOUDY à l’horizon de 2017.
Dans sa première phase, le plan de masse, prévoit la réception de navires 80 000 tpl, ce qui a nécessité l’établissement d’un plan de masse comprenant :

- Une digue principale de 2263 m.
- Une digue secondaire de 777 m.
- Un quai vraquier de 288 m de longueur à -16,5 mzh.
- Un chenal d’accès de 220 m de largeur et 15 mzh de profondeur.
- Un cercle d’évitage de diamètre de 500 m et à 15 mzh de profondeur.
- Un quai de service.

Toutefois, la conception du port prévoit des extensions futures pour l’accueil d’autres navires vraquier puis d’autres activités.

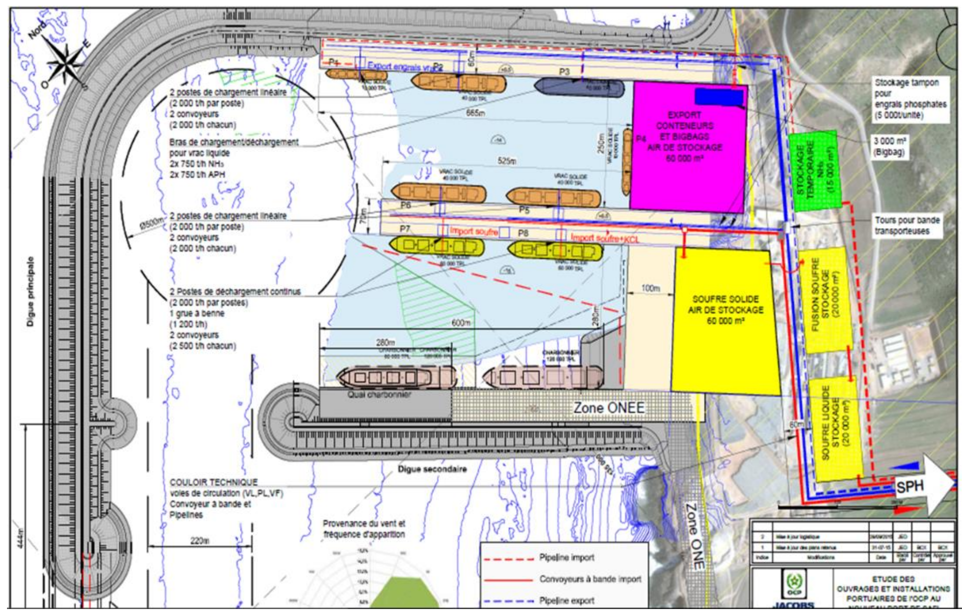


Figure 2: Plan de masse du nouveau port de Safi

I.3 Site du projet

Le site du nouveau port de Safi se trouve à 15 km de la ville de Safi aux environs de la coordonnée géographique 13°56'00'' Nord 18°22''00 Ouest.

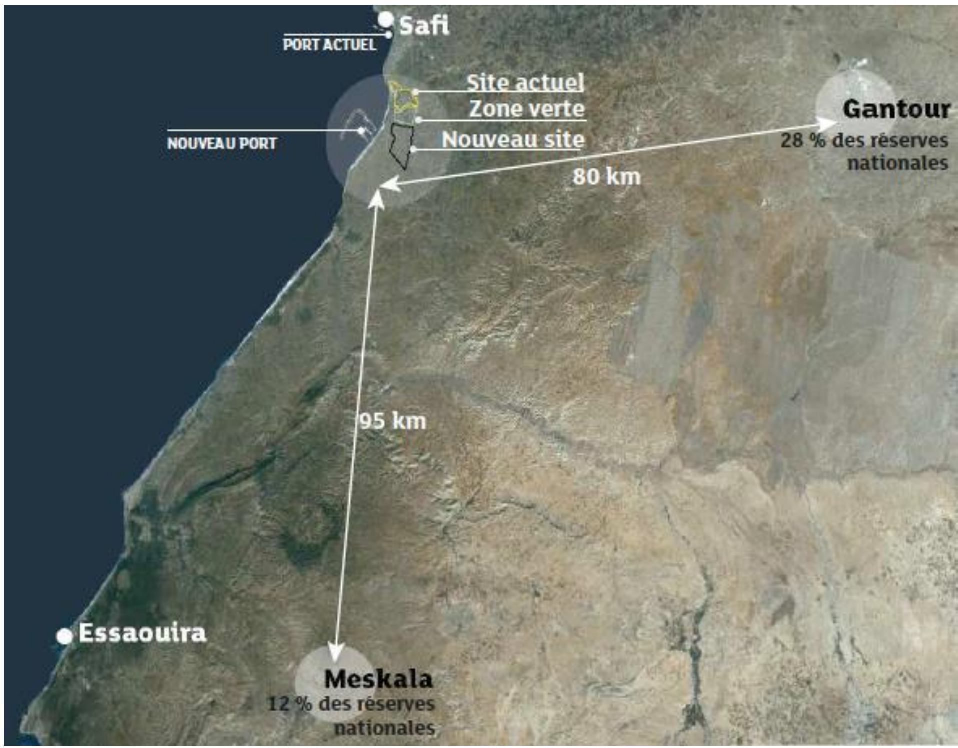


Figure 3:Photographie aérienne du lieu du projet

I.4 Consistance des travaux

La première phase du projet intègre les réalisations suivantes :

- La substitution des sols de fondation.

- Dragage et déroctage.
- Réalisation d'une digue principale à talus en Acropode de 2263 ml avec musoir à -18mzh.
- Digue secondaire de 777m.
- Un quai vraquier de 288m à -16.5mzh .
- Quai de service.
- Réalisation des travaux de remblaiement pour terre-plein.
- Fourniture et pose de 15 défenses d'accostage.
- Fourniture et pose de 17 bollards de 150 T.
- Fourniture et pose de 6 échelles en acier inox.

Le Navire projet pour cette phase est un 80 000TPL.

L'achèvement de tous les travaux objet du marché lot1 prévu le 31 mai 2017.

I.5 Structure des ouvrages

I.5.1 La digue principale

La digue principale est un ouvrage à talus d'une longueur totale de 2263m protégée à son extrémité par un musoir. Le noyau de la digue est constitué en tout-venant de carrière 1-500kg.
Les sous-couches sont en enrochements naturels.
La carapace de la digue est constituée par des blocs artificiels :

- Blocs ACCROPODETM II de 6,0 m3
- Blocs ACCROPODETM II de 12,0 m3
- Blocs Cubiques Rainurés (BCR) de 22,0 m3.

La butée de pied est constituée soit en blocs soit en enrochement en fonction des blocs de la carapace. La Crête de la digue est positionnée à la cote +15m/ZH dans sa partie la plus exposée.
Le couronnement est constitué par :

- Un mur de couronnement en béton armé est prévu tout le long de la digue,
- Une dalle de roulement d'une largeur de 15 m.

Un tenon est positionné à 250m environ du musoir.

I.5.2 La digue secondaire

La digue secondaire est un ouvrage à talus d'une longueur totale de 777m rectiligne et protégée à son extrémité par un musoir et a pour caractéristique :
Le noyau de la digue est prévu en tout-venant de carrière 0,1-500kg.
Les sous couches sont en enrochements naturels.
La carapace de la digue est constituée par des blocs artificiels:

- Blocs ACCROPODETM II de 6,0 m3
- Blocs ACCROPODETM II de 12,0 m3

La butée de pied est constituée soit en blocs soit en enrochement en fonction des blocs de la carapace.

I.5.3 Le quai vraquier

- Le quai vraquier fait 287,75 ml. avec deux retours de quai de 38,65 ml chacun.
- La profondeur devant le quai est à la côte – 16.50 m/ZH.
- L'épaulement est constitué en enrochements 10 à 100 Kg de 5,00 m.

I.5.3.1 La poutre de couronnement

Elle est en béton armé et a pour largeur 3.50m et hauteur 2.50m

I.5.3.2 Les terre-pleins

- La surface du terre-plein est de 17 265 m².
- Le terre-plein est réalisé en remblai d'emprunt, surmonté d'un remblai compacté 0/100 mm de 2,00m d'épaisseur.
- Le niveau du terre-plein fini est à la cote +6,50 m/ZH.

I.5.4 Quai de service

Le quai de service est constitué par des blocs de béton préfabriqués élégis, assemblés par piles indépendantes de 3.60m de longueur. La fondation est constituée d'une assise en enrochements de 1 à 50 kg, mis-en place dans des souilles préalablement draguées à –8.00mZH. Cette fondation aura une épaisseur minimale de 2 m.

I.5.5 Traitement des sols de fondation

Pour les digues et le quai vraquier, un traitement des sols de fondation est prévu pour des épaisseurs variant de 6.5m à 15 m.

Chapitre II: Etat de l'art des techniques d'amélioration et de renforcement des sols

II.1 Problèmes géotechniques rencontrés dans les sols

II.1.1 Liquéfaction du sol

La liquéfaction est un phénomène qui se produit dans les sols saturés, à savoir les sols où l'espace entre les différentes particules est complètement rempli d'eau. L'eau exerce une pression sur les particules du sol, ce qui influence la compacité des particules elles-mêmes. D'une manière générale, la pression de l'eau dans le sol est relativement basse. Toutefois, en cas de tremblement de terre, la secousse peut augmenter la pression de l'eau jusqu'à un point où les particules du sol commencent à bouger et à créer une situation instable. Une telle augmentation de pression d'eau peut également être provoquée par des activités de construction comme le dynamitage.
La liquéfaction diminue la résistance du sol et réduit sa capacité à soutenir les fondations des structures. Le risque de liquéfaction peut se produire dans les sols meubles existants aussi bien que dans les terres renflouées.
Le potentiel de liquéfaction des sols peut être atténué avec des procédés d'amélioration et de renforcement de sol soit en les densifiant, soit en les drainant, soit en réduisant les sollicitations sismiques soit enfin, en combinant certaines de ces actions.

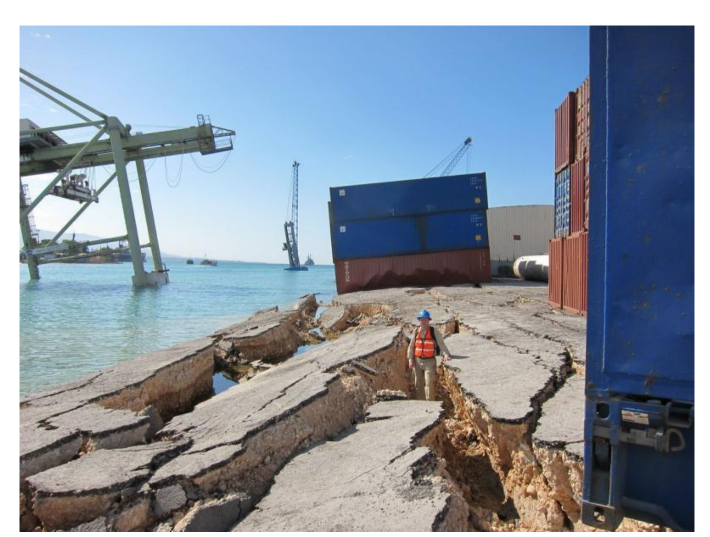


Figure 4:Liquéfaction Port de Port-Au-Prince (Source : USGS, 2010)

II.1.2 Stabilité – Mouvements des terrains

Les mouvements de terrain sont des déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique (activités humaines). Ils dépendent notamment de la nature et de la disposition des couches géologiques (sol et sous-sol), ainsi que des efforts qui y sont appliqués. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres en quelques secondes).
Ces mouvements ont des conséquences sur les infrastructures (route, pont…), allant de la dégradation à la ruine totale.
Les ruptures rencontrées en pratique prennent deux formes :

- Rupture par poinçonnement,
- Rupture par glissement.

II.1.2.1 Rupture par poinçonnement

Il s'agit d'un affaissement du remblai, sans subir de cisaillement, en pénétrant le sol support tandis que des bourrelets de terre se forment de part et d'autre des talus, en raison de la réaction, par soulèvement du terrain naturel (figure 5).

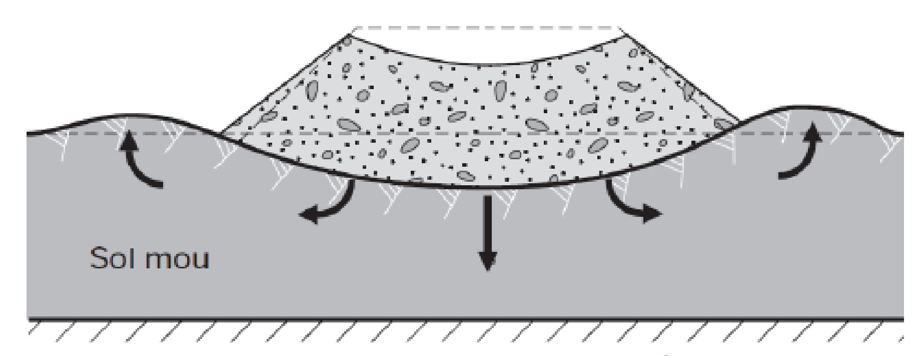


Figure 5: Rupture par poinçonnement du sol de fondation

II.1.2.2 Rupture par glissement « rupture circulaire »

Il s'agit du type de rupture le plus couramment rencontré (Figure 6) dans le domaine routier. Il se manifeste par un enfoncement localisé du remblai, par opposition à l'affaissement généralisé d'une rupture par poinçonnement.

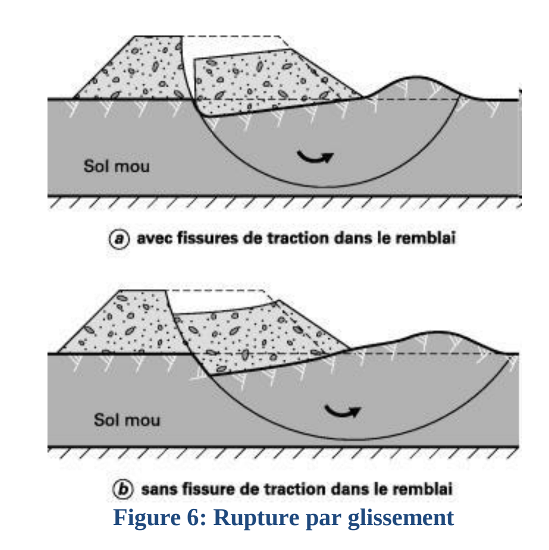


Figure 6: Rupture par glissement

Cet enfoncement est la conséquence d'un déplacement d'une partie du remblai et du sol support le long d'une surface de rupture dont la forme est assimilable à une courbe circulaire et la cinétique à celle d'un mouvement rotationnel. Les désordres provoquent, en tête du remblai, une ou plusieurs dénivelées abruptes ou escarpements, dont l'amplitude peut atteindre plusieurs mètres.

Les ruptures par poinçonnement ou glissement rotationnel sont des événements rapides qui se produisent généralement en cours de la construction des ouvrages. Cependant, il arrive que l'on assiste à des ruptures différées (quelques mois, voire quelques années après les travaux de construction) dues, dans la plupart des cas, à des nouveaux chargements ou à des travaux de surcreusement en pied d'ouvrage.

II.1.3 Tassement

II.1.3.1 Définition

Le tassement du sol est sa déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telles que les remblais, les fondations ou son propre poids.
Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place.
Le tassement est dû à la compressibilité du sol c'est à dire au fait qu'il peut diminuer de volume.
La compressibilité du sol résulte de :

- La compression de l'air qui remplit des vides. L'eau est supposée incompressible. L'air, très compressible, provoquera un tassement quasiment instantané.
- L'évacuation de l'eau contenue dans les vides. C'est la consolidation primaire, elle produit le tassement le plus important : le sol subit une diminution de volume correspondant au volume d'eau expulsée (le sol est supposé saturé).
- La compression du squelette solide. C'est la consolidation secondaire, elle correspond au tassement des grains qui s'arrangent entre eux de façon à occuper un volume plus réduit. Il se produit un fluage dû au déplacement des couches adsorbées.

Le tassement total final d'un sol, $S_{t\infty}$ a donc trois composantes **:**

$$S_{t\infty} = S_i + S_p + S_s$$

Avec :
S_i: Tassement immédiat,
S_p: Tassement de consolidation primaire,
S_s: Tassement de consolidation secondaire

II.1.3.2 Tassement uniforme

Les tassements uniformément répartis affectent peu la structure. Les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires tels les conduites d'eau et les passages souterrains.

II.1.3.3 Tassement différentiel

Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol qui n'est pas uniforme. Il peut de ce fait provoquer des dislocations des maçonneries comme l'apparition de fissures. C'est un grave facteur de désordre qui est la plupart du temps irrémédiable.
Même lorsque le sous-sol est assez uniforme, les charges unitaires différentes sur les fondations peuvent provoquer un tassement différentiel très important.
Pour prévenir la survenue de tassements différentiels et ainsi, l'apparition de fissures, il est nécessaire de faire réaliser une étude de sol avant de démarrer la construction. Malgré tout, en cas de fissures, l'appel à un expert indépendant reste possible, afin d'identifier la cause de survenue du phénomène et de connaître les solutions de réparation.

II.1.3.4 Tassement selon le type de sol

Les matériaux à risques les plus répandus sont :

- tourbes (sols très organiques) ;
- vases (sols peu organiques) ;
- argiles molles, limons argileux ou lâches ;
- boues de lavage ou de décantation ;
- remblais récents (dépôts anthropiques) ;
- sables lâches, etc.

II.1.3.4.1 Sols grenus (sans cohésion)

- Aux contraintes faibles, le comportement est irréversible (réarrangement des grains).
- Aux contraintes élevées, le comportement est élastique (compression des grains).
- Aux contraintes très élevées, les grains peuvent s'écraser.

Un sol grenu serré est donc très peu compressible.
Les sols grenus tassent en des temps très courts (en même temps que se produit le chargement);
Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés, la question de la durée des tassements concerne donc seulement les sols fins (phénomène différé).
Dans les domaines usuels de contraintes, les déformations des sols grenus sont, comme toujours, celles du squelette solide, qui entraînent un réarrangement des grains avec un enchevêtrement supplémentaire lors du chargement et la possibilité d'un désenchevêtrèrent partiel au déchargement.
Ces déformations sont instantanées ou quasi instantanées, compte tenu de la grande perméabilité de ces matériaux, et en amplitude elles sont identiques quel que soit l'état de saturation initial du sol. Au-delà, en fonction de la nature des grains, une détérioration des particules se produit, avec création de fines et des tassements spécifiques.

II.1.3.4.2 Sols fins (cohésifs)

Les charges appliquées à des sols cohérents à grains fins et saturés (argiles, limons,…), vont provoquer un tassement à plus long terme. En effet, l'eau présente dans le matériau mettra beaucoup de temps à être évacuée. Elle subira d'abord un phénomène de surpression avant de s'évacuer par les pores du sol et de permettre à la structure du terrain de se déformer. Ces tassements à long terme des sols cohésifs sous des charges constantes, sont appelés tassements de « consolidation ».
Les sols fins présentent une faible perméabilité, par conséquent l'évacuation des pressions interstitielles est un processus très lent, qui peut s'étendre sur une durée relativement importante selon la distance à parcourir.
Tant que les sols ne sont pas saturés, les déformations peuvent être très rapides, elles correspondent à l'évacuation et à la compression de l'air compris dans le sol. Cependant, à partir d'un degré de saturation de l'ordre de 80 à 90 %, la perméabilité à l'air chute très rapidement. A ce stade, le sol se déforme sans variation de volume, on peut admettre qu'il possède un coefficient de Poisson égal à 0,5.
Lorsque les sols sont saturés, en raison de la faible perméabilité des sols fins, les chargements présentent un caractère non drainé et produisent des excès de pression interstitielle qui s'accumulent dans la couche de sol fin.
Cela conduit pour étudier le tassement des sols fins à regarder :
L'évolution des tassements dans le temps pour une augmentation de contrainte totale donnée, ce que l'on décrira par une courbe de consolidation ;
L'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective lorsque le tassement est stabilisé pour une augmentation de contrainte totale fixée, ce qui donnera une courbe de compressibilité.

II.1.4 Retrait et gonflement

Les sols argileux possèdent la propriété de voir leur consistance se modifier en fonction de leur teneur en eau. Ainsi, en contexte humide, les sols argileux se présentent comme souples et malléables, tandis que ce même sol desséché sera dur et cassant. Des variations de volumes plus ou moins conséquentes en fonction de la structure du sol et des minéraux en présence, accompagnent ces modifications de consistance.
Ainsi, lorsque la teneur en eau augmente dans un sol argileux, on assiste à une augmentation du volume de ce sol - on parle alors de "gonflement des argiles". Un déficit en eau provoquera un phénomène inverse de rétractation ou "retrait des argiles".

II.1.5 Conclusion

Spécifiquement dans le domaine portuaire, les majeures problématiques sont les suivantes :

- Remblais hydrauliques nécessitent un compactage sous le niveau de la nappe,
- Sol d'assise parfois de mauvaise qualité sur de forte hauteur,
- Poussée des terres sur la paroi du quai élevées liée à la surcharge d'exploitation et apportage des bateaux,
- Travaux d'amélioration parfois en off-shore,
- En zone sismique problème de liquéfaction.

II.2 Différence entre Amélioration et renforcement des sols

On appelle en général techniques d'amélioration celles qui modifient de façon homogène la masse du sol, une réorganisation granulaire du sol et par une diminution de l'indice des vides.
Les techniques de renforcement sont celles qui créent dans le sol des inclusions plus résistantes, dont la présence modifie la répartition des contraintes et la valeur des déformations dans le sol fait appel à un matériau extérieur mis en place dans le sol. C'est alors le complexe « sol renforcement » qui améliore de façon globale les caractéristiques mécaniques du sol.
.

Figure 7:Classification des sols selon la granulométrie

II.2.1 Comportement des sols granulaires

$D > 20\ \mu m$ (Exemple : sable)
Les grains se détachent les uns des autres sous leur poids.
L'équilibre de la structure est principalement assuré par les forces de pesanteur, les réactions grains par grains font que l'ensemble stable existe. Cette stabilité augmente avec le nombre de contacts entre grains (sol bien gradué).
Dans le cas d'un sol humide non saturé (fig. a) : l'eau est retenue, sous forme de ménisques au voisinage des points de contacts entre les grains, par des forces de capillarité (cohésion capillaire) ; elle crée entre ces derniers des forces d'attraction. Les forces capillaires sont négligeables devant celles de pesanteur.
Contrairement aux sols fins, la perméabilité élevée des sols grenus fait que l'on observe des augmentations des pressions interstitielles dans ces sols, comme dans le cas de la liquéfaction, généralement provoquée par des sollicitations sismiques. Les sols grenus présentent donc essentiellement des problèmes d'amplitudes de tassement et de résistance à la liquéfaction (principalement dans les sables lâches).

La compressibilité des sols grenus n'est due qu'à la compression du squelette solide. Les tassements sont donc quasi-instantanés et surgissent immédiatement après application des charges. Les tassements sont les mêmes que le sol soit sec, humide ou saturé.

Les déformations dans les sols pulvérulents sont dues à deux causes majeures :

- Réarrangement des grains qui cause une diminution de l'indice des vides.
- Une déformation des grains sous l'action des forces appliquées à leurs points de contact.

II.2.2 Comportement des sols fins ($D < 2\ \mu m$)

Les particules restent collées les unes aux autres. Le sol est semblable à un solide qui ne se désagrège pas sous l'effet de la pesanteur ou d'autres forces : on dit que le sol présente une cohésion.
Les particules sont formées par un empilement de feuillets. Elles ont une forme de plaquettes.
Les particules sont soumises à des forces d'attraction inter granulaires diverses : forces électriques, forces de Van der Waals vu que la surface des plaquettes est chargée négativement. Ces forces n'ont une grande influence que quand le sol contient des grains de dimensions très petites.
Les particules de sol sont entourées d'une pellicule d'eau absorbée (eau liée) d'épaisseur à peu près constante (fig8.b).Elle est maintenue à la surface extérieure des grains par les forces d'attractions moléculaires. Les dipôles d'eau sont orientés perpendiculairement à la surface des grains. La couche d'eau absorbée est similaire à un lubrifiant entre grains. Elle influe considérablement les propriétés mécaniques du sol.

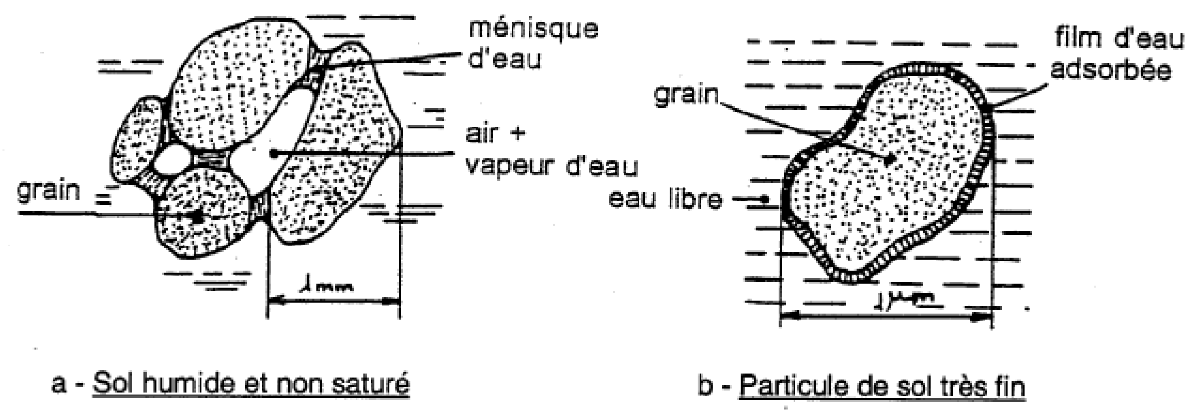


Figure 8:Comportement des sols fins en présence de l'eau

Orientation des particules :

- <u>L'orientation floculée :</u> (bord contre face) structure en château de carte (fig9.a)
- <u>L'orientation dispersée :</u> (face contre face) (fig9.b)

L'orientation définit si les particules des sédiments argileux naturels se sont déposées en milieu marin ou en eau douce.
Les argiles marines ont une structure plus ouverte que ceux déposées en eau douce.
La consolidation et les efforts de cisaillement tendent à orienter les particules suivant l'arrangement dispersé.

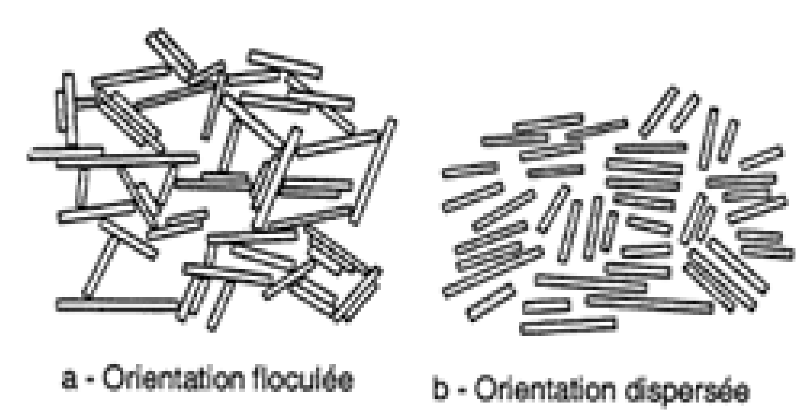


Figure 9:Orientation des particules

En plus du risque de retrait-gonflement du à leur variations de volume (surtout pour les teneurs en argiles élevées), les sols fins posent de nombreux problèmes de tassement. En effet, leurs teneurs en eau élevées causent généralement des complications de compressibilité. Pour les sols fins, une réserve s'impose, une augmentation de compacité pouvant, pour des teneurs en eau élevées, entrainer une diminution brusque de la portance et du module de déformation.

Un tel sol est caractérisé par un coefficient de perméabilité très faible. Sous l'action d'un chargement, les surpressions interstitielles qui en résultent se dissipent très lentement car l'eau met un temps très long pour s'évacuer, ainsi on distingue deux comportements extrêmes pour ces sols :

- **Un comportement à court terme** lorsque l'eau n'a pas encore eu le temps de s'écouler s'évacuer du sol), sous l'action d'un chargement le sol se déforme à volume constant (eau et grains solides incompressibles), et l'eau qui est le siège des surpressions interstitielles participe à la résistance au cisaillement du sol.
- **Un comportement à long terme** où au bout d'un temps assez long les surpressions interstitielles provoquées par l'application du chargement sont dissipées. Le comportement du sol est celui du squelette solide. L'eau qui reste entre les particules est une eau libre qui ne participe pas à la résistance au cisaillement du sol.

A ces deux types de comportement correspondent deux résistances au cisaillement différentes pour un même sol.
Aux comportements à court terme et à long terme correspondent respectivement deux types d'essais, les essais non drainés (ou rapides) et les essais drainés (ou lents).

II.2.3 Objectifs et principe de l'amélioration des sols

II.2.3.1 Objectifs

Dans le secteur du dragage l'amélioration des sols est généralement appliquée pour :

• Empêcher le tassement excessif des terres renflouées quand elles sont utilisées pour la construction;

• Augmenter la rigidité du sol afin d'empêcher la liquéfaction et les dommages consécutifs aux structures dans des régions sismiques ;

• Augmenter la résistance au cisaillement du sol afin d'empêcher les glissements de terrain ;

• Augmenter la portance du sol ;

• Immobiliser ou stabiliser les contaminants dans le sol dragué afin d'éliminer des incidences sur l'environnement.

Les techniques d'amélioration changent selon les caractéristiques du sol.

II.2.3.2 Principe

Il convient de distinguer :

- Les techniques de compactage pour des terres nouvelles.
- Les techniques de consolidation pour les sols meubles.

Lorsque le sol est à gros grains (sable) on réalise le compactage qui peut être réalisé avec des rouleaux lisses, HEIC (compactage à impact haute énergie), ou des compacteurs à impact dynamique ou à impact rapide ou par vibroflottation.
Parmi ces dernières, il y a les drains verticaux préfabriqués, le mélange de sol in-situ ou les méthodes de mélange profond de ciment. Le compactage par impact avec énergie élevée est employé pour compacter les 2 ou 3 mètres supérieurs des nouvelles terres.

II.2.4 Objectifs et principe du renforcement des sols

II.2.4.1 Objectif

Le renforcement des sols consiste à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

II.2.4.2 Principe

Lorsque le sol est trop fin ou trop limoneux, des méthodes de renforcement sont utilisées. Il peut s'agir de colonnes ballastées avec du sable, avec du gravier et un mélange cimenté ou d'autres matériaux appropriés qui rendent le sol presque immédiatement opérationnel. D'autres techniques sont utilisées exclusivement pour accélérer la consolidation des sols meubles.
Pour améliorer la qualité d'un sol, on distingue 3 opérations de renforcement du sol, de natures différentes :

- Le renforcement du sol par injections souples: Les injections souples se font souvent à base de gravier ou de sable. En clair, on réalise des colonnes ou des plots de ballast dans le sol. Le but : modifier les caractéristiques intrinsèques du sol pour le rendre plus résistant de l'intérieur (plus portant, moins de compressibilité, moins de risques de liquéfaction...).
- Le renforcement du sol par amélioration dans la masse: La encore, on essaie d'améliorer le sol en le rendant plus compact, grâce aux techniques de vibrocompactage, compactage dynamique, vibroflottation... Cela s'avère surtout nécessaire et efficace sur les sols granuleux : l'espace entre les grains se réduit, et le sol devient plus solide.
- Le renforcement du sol par inclusions rigides : Ici le but n'est pas tant de rendre le sol plus résistant, le renforcement du sol se fait grâce à des colonnes de mortier ou de béton, qui vont protéger le sol et constituer une sorte de barrière, afin qu'il soit moins sollicité.

Évidemment, la technique à utiliser dépend de la nature et de la structure du sol, et sera choisie après une étude géotechnique professionnelle.

II.3 Description des méthodes d'amélioration du sol

II.3.1 Substitution

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux de faibles caractéristiques, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité.
La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.
Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bêches ou de contreforts discontinus.

II.3.2 Préchargement et drainage

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement évolue durant plusieurs années. Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive Pf augmentée éventuellement d'une surcharge Ps qui assure tout ou partie des effets suivants:

- Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire, on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants ;
- Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol.

II.3.2.1 Domaine d'application et techniques de mise en œuvre

On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains composés principalement de sols fins (faible perméabilité**)**. Pratiquement, deux techniques sont utilisées pour appliquer au sol la contrainte de préchargement :

II.3.2.1.1 Surcharge en terre

La méthode la plus courante (Fig.a) consiste à édifier sur le site un remblai (une solution alternative est de remplir des réservoirs d'eau, utiliser des containers de stockage ou encore l'aménagement d'une route provisoire pour faire circuler des engins qui représentent des surcharges mobiles). On augmente ainsi la contrainte totale appliquée à la surface de la couche compressible et en fin de consolidation, quand les surpressions interstitielles créées par la charge sont dissipées, la charge apportée par le remblai est supportée par le squelette du sol, qui se déforme sur toute son épaisseur.

De plus, la lenteur des phénomènes permet le déchargement du terrain pendant la construction sans risque de gonflement et de retour à l'état initial du terrain (phénomènes élastiques). Lors de la mise en place de ce procédé, une couche de sable est préalablement installée pour épouser les déformations du sol sous-jacent et contribue à l'évacuation de l'eau qui peut arriver à la surface. Sur des sols très peu perméables, on peut associer le préchargement à un réseau de drains verticaux afin de faciliter l'évacuation de l'eau. Avec un repère préalablement fixé, on mesure régulièrement le tassement du sol et, lorsqu'il a atteint une valeur considérée acceptable, on peut décharger et exécuter la construction des fondations superficielles.

En général, si la hauteur du mauvais terrain dépasse 5 mètres, on prévoit après le chargement un système de fondation en radier car il reste des risques de tassements différentiels ;

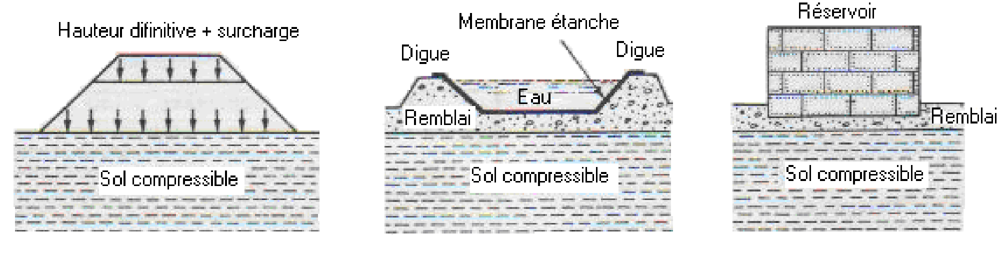
II.3.2.1.2 La consolidation atmosphérique

Cette méthode est de type isotrope. Elle consiste à utiliser la pression atmosphérique, en appliquant un vide partiel sous une membrane étanche posée à la surface du sol (Fig.b).

On diminue dans ce cas la distribution d'équilibre des pressions interstitielles dans le massif de sol, à contraintes totales constantes. Ce système est toujours couplé à un réseau de drainage vertical et parfois horizontal. L'utilisation de cette technique a été limitée pendant longtemps par la mauvaise qualité des membranes disponibles ; cet obstacle est désormais levé et le recours à l'application du vide devrait se développer.

Pour tous les travaux de chargement dont la durée est mensuelle, il faut prendre des précautions avec le mouvement annuel des nappes. La qualité du tassement sera différente en fonction de la hauteur du niveau piézométrique.

On peut aussi diminuer les pressions interstitielles, et donc précharger le sol, en rabattant la nappe dans la zone à consolider (Fig.c). Les effets de cet abaissement de la nappe sur le voisinage doivent être soigneusement étudiés dans ce cas**.**



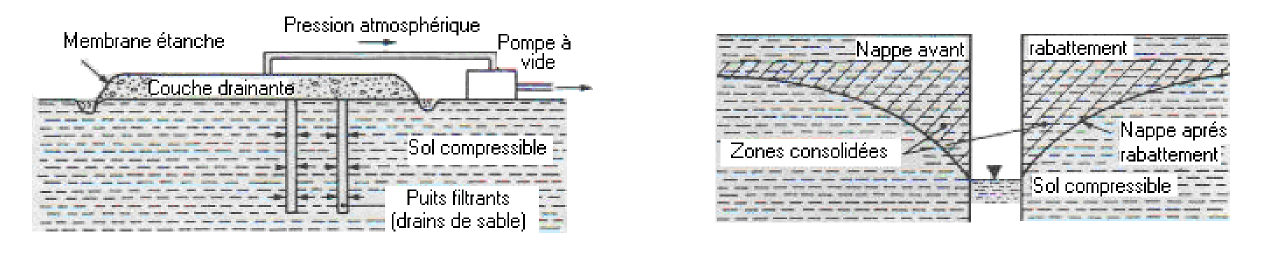


Figure 10:Techniques de préchargement (Magnan, J.P. & Pilot, G. 1988)

II.3.2.2 Accélération de la consolidation par drains verticaux

Dans les dépôts des sols fins, les vitesses de consolidation sont en général faibles parce que l'eau interstitielle doit parcourir un long chemin pour sortir du massif de sol. Il s'ensuit quels tassements peuvent durer pendant de longues périodes (plusieurs mois, années ou dizaines d'années, suivant les sites), ce qui est souvent inacceptable, tant pour les ouvrages définitifs que pour les opérations de préchargement. La mise en place de réseaux drainants dans le massif de sol (drains verticaux ou tranchées drainantes) réduit la distance que l'eau doit parcourir pour atteindre une surface drainante et sortir du sol fin, ce qui a un effet très bénéfique sur les temps de consolidation.

Tous les calculs actuels des fondations sur drains verticaux sont fondés sur la théorie de consolidation par drainage. Ces calculs consistent à déterminer la valeur du degré de consolidation des sols de fondation à tout instant quand on leur applique une charge extérieure.

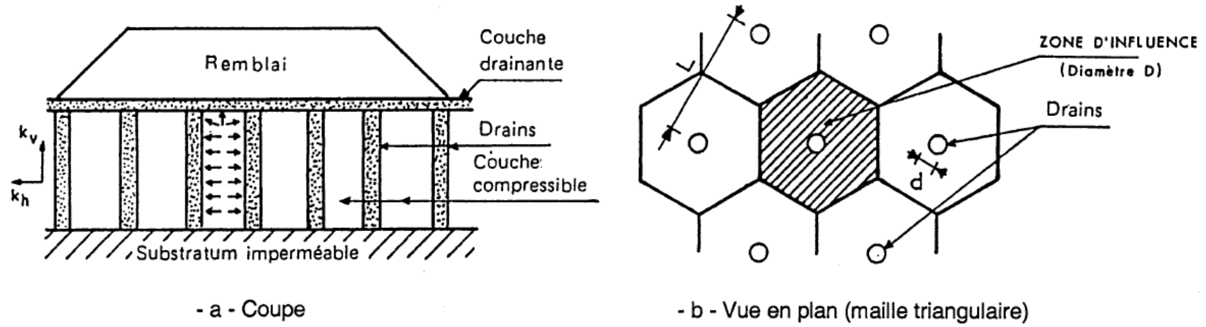


Figure 11:Schéma de disposition des drains verticaux

Ainsi, lorsque l'on étudie le problème de l'accélération de la consolidation qui résulte de la mise en place des drains verticaux, on doit résoudre simultanément deux problèmes :

- La consolidation verticale : le problème de la consolidation par écoulement de l'eau expulsée verticalement vers la couche de sable.
- La consolidation radiale : le problème de la consolidation par écoulement axisymétrique de l'eau vers le drain de sable.

Afin d’étudier la consolidation, verticale et radiale, d’un sol traité par drains verticaux, on suppose que le réseau des drains verticaux définit pour chaque colonne un cylindre équivalent de drainage qui contiendra le volume drainé par la colonne en question. La surface latérale du cylindre et celle de base (substratum) peuvent être alors définies comme imperméables : la hauteur de drainage est égale à celle de la colonne.

II.3.3 Vibro-compactage et compactage dynamique

Cette technique s’applique aux sols granulaires non cohérents tels que sables et graviers.
Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l’effet des surpressions interstitielles, qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense. Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales et des objectifs à atteindre ; il est défini après réalisation des planches d’essais. La maille retenue doit conduire à un traitement le plus uniforme possible. La résistance du sol après traitement dépend de la granulométrie du terrain et de l’adéquation du type de vibreur.

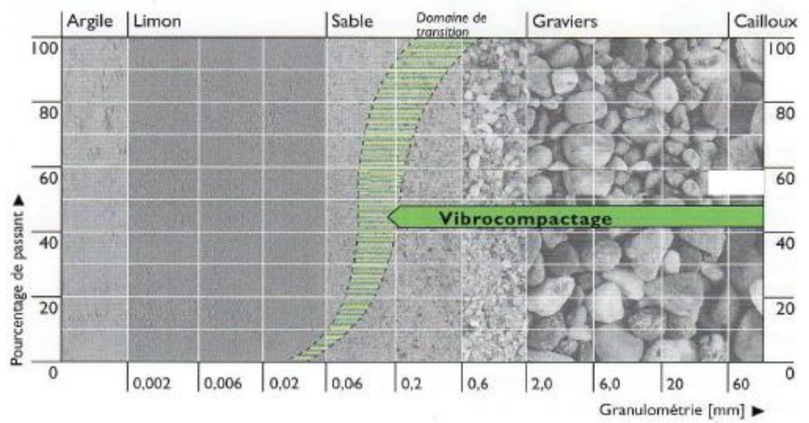


Figure 12:Domaine d'application du vibrocompactage (Document de Keller®)

II.3.3.1 Aspect géotechnique

Les vibrations émises par l’outil permettent un réarrangement optimal des grains de sable, ou autres matériaux en place, de manière à ce qu’ils occupent le plus petit volume possible.
Ce procédé agit donc par augmentation de la densité en place, ou réduction de la porosité. Il consiste non à créer des éléments porteurs, mais à augmenter la capacité portante du terrain, qui pourra alors être sollicité par des fondations superficielles.

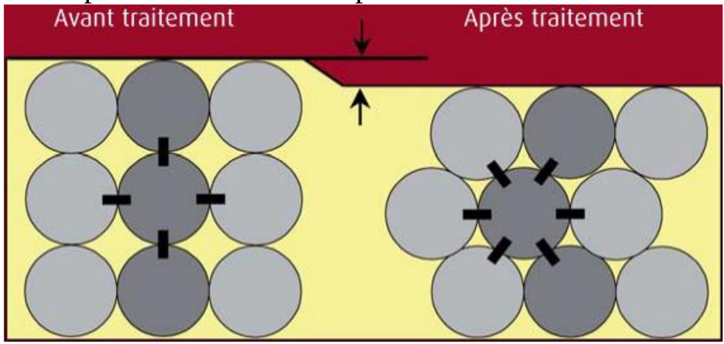
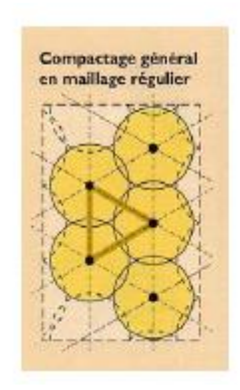


Figure 13:Réarrangement des particules lors du vibrocompactage

II.3.3.2 Conception du traitement

En fonction de la nature et de l’importance des charges à reprendre, on peut procéder à un vibrocompactage général par un maillage régulier, ou à un traitement localisé sous dessemelles ou massifs. Le maillage optimal en fonction des performances à atteindre est déterminé lors de plots d’essais préalables (planches d’essais).



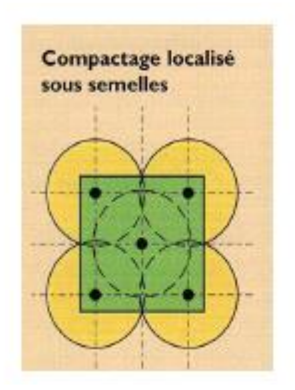


Figure 14:Compactage localisé et en maillage régulier (Document de Keller®)

II.3.3.3 Avantages

Le vibrocompactage apporte bien des avantages par rapport à d'autres solutions de fondations, entre autres :

- Amélioration de sol en place sans matériau d'apport (solution très économique),
- Grande souplesse aussi bien dans la mise en œuvre des fondations qu'en dimensionnement (sol homogène sans points durs),
- Délai de production rapide,
- Co-activité avec les autres lots de la construction (gros-œuvre, terrassement),
- Impact environnemental faible (peu de transport de matériaux, peu de bruits, propagation des vibrations limitées par l'utilisation de vibreurs spécifiques),
- Procédé connu pour être le plus efficace dans la réduction du potentiel de liquéfaction des sols.

II.3.4 Plots ballastés pilonnés

Le principe de cette technique est le renforcement du sol cohérent compressible par la création de colonnes, jusqu'à environ 8 m de profondeur, de 2 à 3 mètres de diamètre, en matériaux frottants très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées plots ballastés pilonnés. La mise en œuvre s'effectue à l'aide de grues à chenilles, proches de celles utilisées pour le compactage dynamique réservé aux sols pulvérulents. Les plots ballastés vont pénétrer dans le sol par pilonnage, à l'aide d'une masse de 15 à 30 tonnes, en chute libre de 10 à 30 mètres. L'emplacement du plot est préparé par une pré-excavation qui va être partiellement remplie d'un bouchon de matériaux que le pilonnage fera descendre à la profondeur voulue. Le plot est ensuite rechargé puis compacté par phases successives.

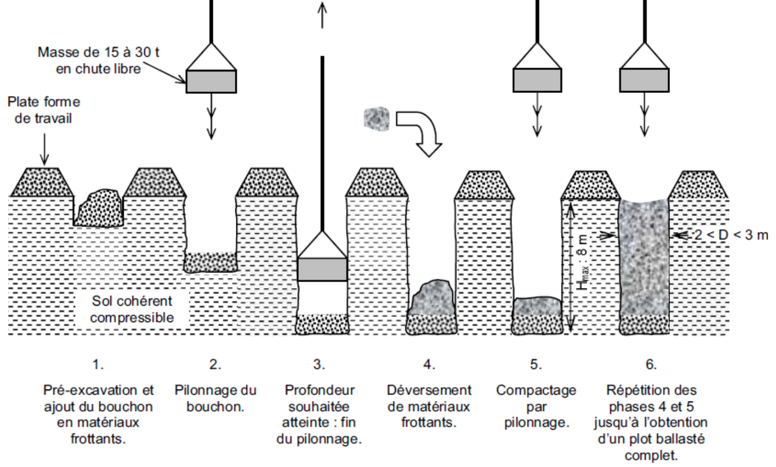


Figure 15:Schéma de principe de la réalisation d'un plot ballasté pilonné

Cette technique est adaptée pour des ouvrages construits sur de vastes surfaces (entrepôts, plateformes logistiques, ouvrages en terre linéaires, réservoirs,…) et implantés sur des terrains pouvant présenter des horizons argileux à sableux argileux, limoneux, des remblais fins. La mise en œuvre des plots ballastés est généralement associée à un suivi géotechnique des résultats obtenus.

II.4 Description des méthodes de renforcement du sol

II.4.1 Colonnes ballastées

Une technique intéressante pour l'amélioration en place des sols compressibles de renforcement du sol qui consiste à inclure dans un sol dont les capacités de portance sont insuffisantes de puits (colonnes) remplis de matériau perméable à l'eau et de caractéristiques mécaniques élevées (ballast).Ce dernier ne peut pas être densifiée sous la seule action de la vibration. Les colonnes sont constituées de matériaux granulaires, non cohérents, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives remontantes.
Cette technique permet de réaliser des fondations superficielles dans un terrain dont les caractéristiques géotechniques ne le permettent pas.
La colonne ballastée agit comme élément porteur et comme drain vertical.

II.4.1.1 Domaine d'application

Les colonnes ballastées sont utilisées pour améliorer les sols très faibles à médiocres (sables limoneux, limons, limons argileux, argiles, remblais hétérogènes, etc…).

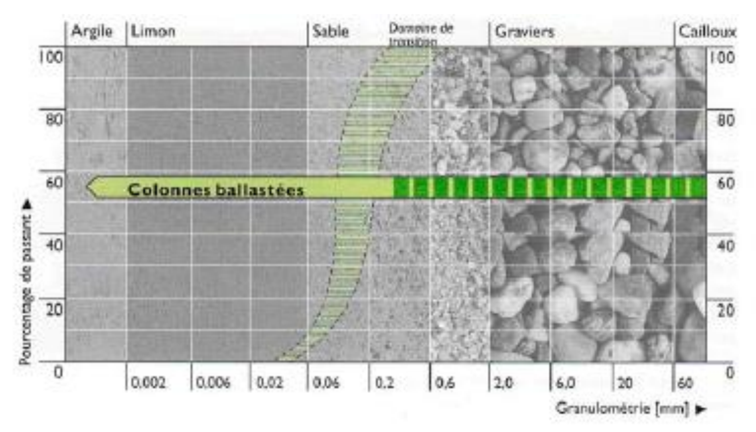


Figure 16:Types de sols à améliorer par colonnes ballastées (Document de Keller®)

Le champ d'application des colonnes ballastées est vraiment varié. À l'origine, le développement de la technique est en réponse à la limitation de la technique de vibrocompactage, c'est-à-dire pour les sols fins compressibles (argile et silt). Toutefois, rien n'empêche de l'utiliser pour les sols granulaires lâches comme indiqué sur la Figure 16, ce qui en fait une technique très versatile.
De manière générale, l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols fins (silt et surtout argile) est faible entre les colonnes. Par contre, les sols pulvérulents peuvent être densifiés.

II.4.1.2 Cas particuliers : colonnes ballastées en milieu aquatique

Pour la réalisation de colonnes ballastées destinées, par exemple, à la fondation de murs de quais ou piles de ponts, un matelas de matériaux d'apport est disposé sur le fond avant le fonçage des vibreurs.

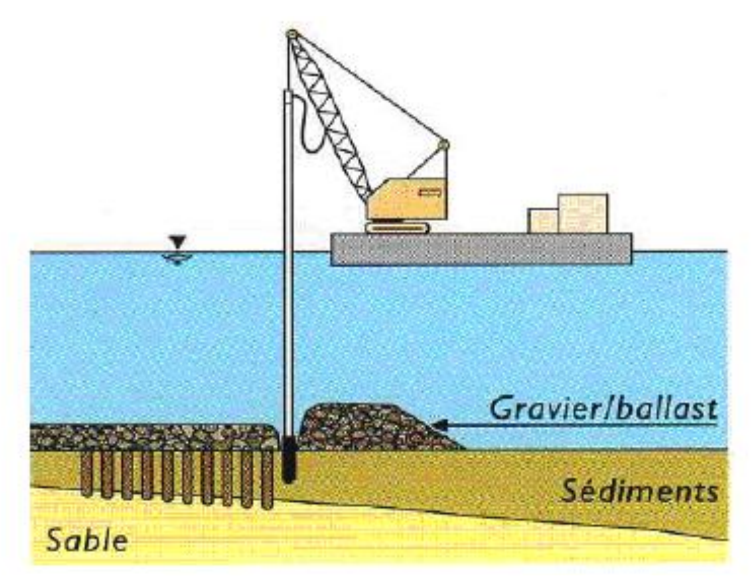


Figure 17:Schéma de réalisation des colonnes ballastées dans un milieu aquatique (Document de Keller)

II.4.1.3 Avantages

- Amélioration de la portance
- Réduction des tassements
- Réduction du risque de liquéfaction par la combinaison des 3 caractéristiques principales des colonnes ballastées.
- Augmentation de la compacité du sol entre colonnes (pour les sols sableux),
- Drainage et augmentation de la résistance au cisaillement
- Homogénéisation des caractéristiques géotechniques du fait de l'adaptation naturelle du diamètre des colonnes aux différences de résistance des couches traitées rencontrées lors de l'exécution ;
- Augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainants ;
- Augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (résistance au cisaillement horizontal, angle de frottement interne et paramètres de déformation). Elle résulte non seulement des caractéristiques intrinsèques élevées des colonnes ballastées elles-mêmes mais également dans certains cas, de l'amélioration du sol encaissant.

II.4.1.4 Modes d'exécution des colonnes ballastées

Il existe plusieurs modes de construction des colonnes ballastées vibrées en tenant compte du fluide de lançage, air ou eau, et du mode d'alimentation du ballast, soit par le haut, soit par la base du vibreur :

- colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le haut (figure 18) ;
- colonne ballastée par voie humide et alimentation par le haut (figures 19 et 20) ;
- colonne ballastée par vibreur à sas, voie sèche ou humide et alimentation par la base (Figures 21 et 22).

II.4.1.4.1 Les colonnes ballastées par voie sèche alimentée par le haut

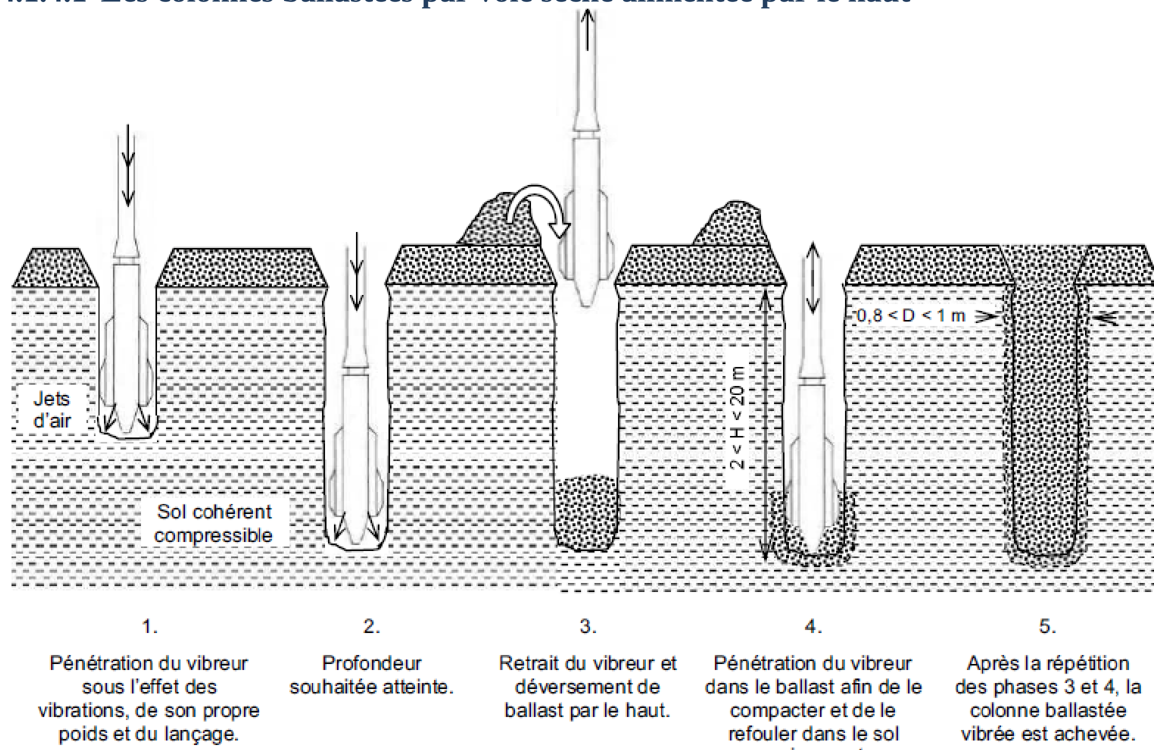


Figure 18:Principe de réalisation d'une CB vibrée par voie sèche et alimentée par le haut (Sébastien Corneille)

La colonne ballastée est obtenue par le vibro-refoulement latéral du sol d' un vibreur radial avec l'utilisation d'un lançage à air jusqu'à la profondeur recherchée.
Le matériau est introduit en le laissant tomber par gravite et par pression d' air constante. Il est refoulé dans le sol et compacté par ce vibreur a pression d' air constante, par passes successives 20cm a 50cm d' épaisseur. Les différentes étapes de la mise en place de la colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le haut sont données par la figure 18.
L'énergie mise en œuvre et la vitesse de remontée sont adaptées au diamètre et à la compacité retenue dans le calcul. L'entrainement du vibreur peut être soit électrique, soit hydraulique. Par ailleurs, le remplissage s'effectue soit par la base, au moyen d'un tube latéral fixe au vibreur, soit par le haut.
Lors d'une alimentation par le haut, il faut veiller à ce que le ballast atteigne bien la base de la cavité, et elle suppose la tenue des parois latérales de la cavité. De plus, il faut veiller à ce que trop de sol ne vienne pas se mélanger avec le ballast, ce qui nuirait à la résistance de la colonne.
Pour des colonnes ballastées de hauteur importantes (supérieures ou égale à 12m), la méthode d'alimentation par le haut est problématique, (parois difficile à maintenir, mélange sol/ballast trop important), la méthode dite a sas (ou alimentation par le bas) est alors utilisée. De plus en plus, la méthode d'alimentation par le haut est délaissée par les constructeurs au profit de la méthode à sas.

II.4.1.4.2 Les colonnes ballastées par voie humide

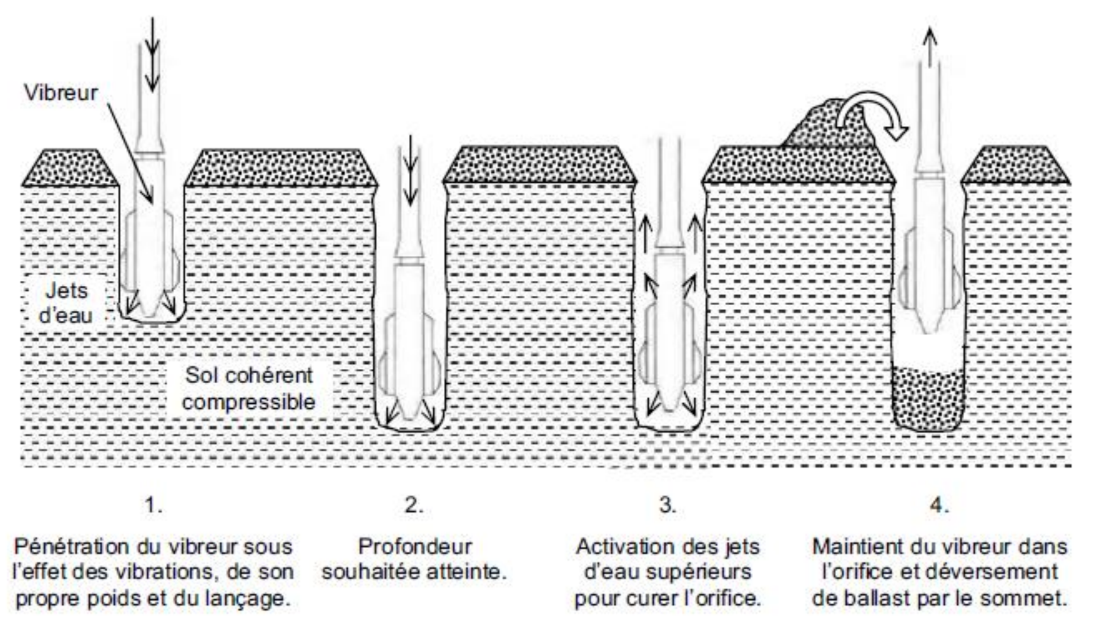


Figure 19: Principe de réalisation d'une CB vibrée par voie humide et alimentation par le haut (1ère Partie)

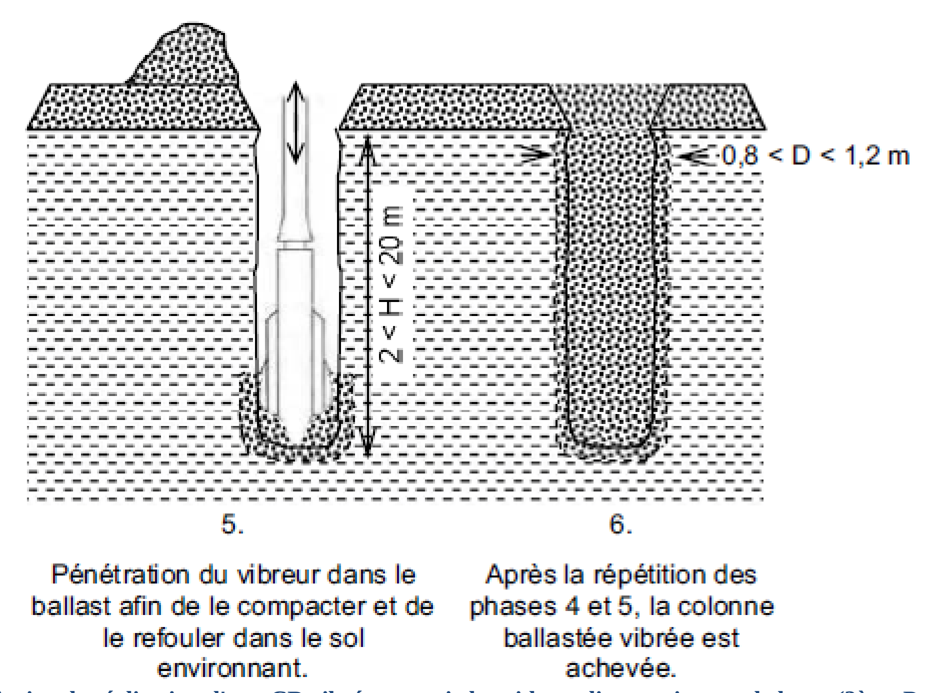


Figure 20:Principe de réalisation d'une CB vibrée par voie humide et alimentation par le haut (2ème Partie)

Le procédé est le même que celui présente précédemment, la différence repose sur le fait que le fluide de lançage est ici de l'eau. La mise en place de colonnes ballastées par voir humide est utilisée lorsque le sol est pulvérulent et que la stabilité des parois n'est pas assurée. Dans les cas contraire c'est la méthode par voie sèche qui est utilisée.

Il est possible de procéder à un remplissage complémentaire de coulisse bentonite ciment Simultanément à la mise en place du ballast à l'aide d'un tube latéral afin de maintenir les parois.

II.4.1.4.3 Les colonnes ballastées à sas

La méthode est la même que pour les deux méthodes précédentes à l'exception du remplissage en matériau qui s'effectue par la base, avec application constante d'une pression d'air sur le ballast.

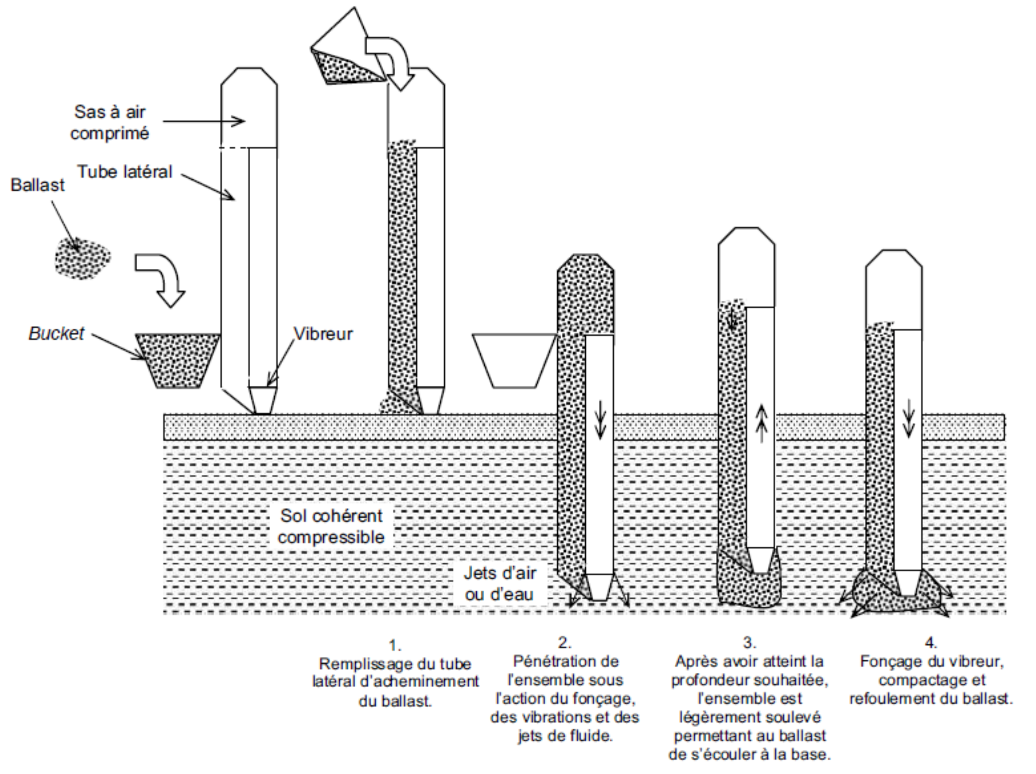


Figure 21:Principe de réalisation d'une CB par voie sèche et alimentation par le bas (1 ère Partie)

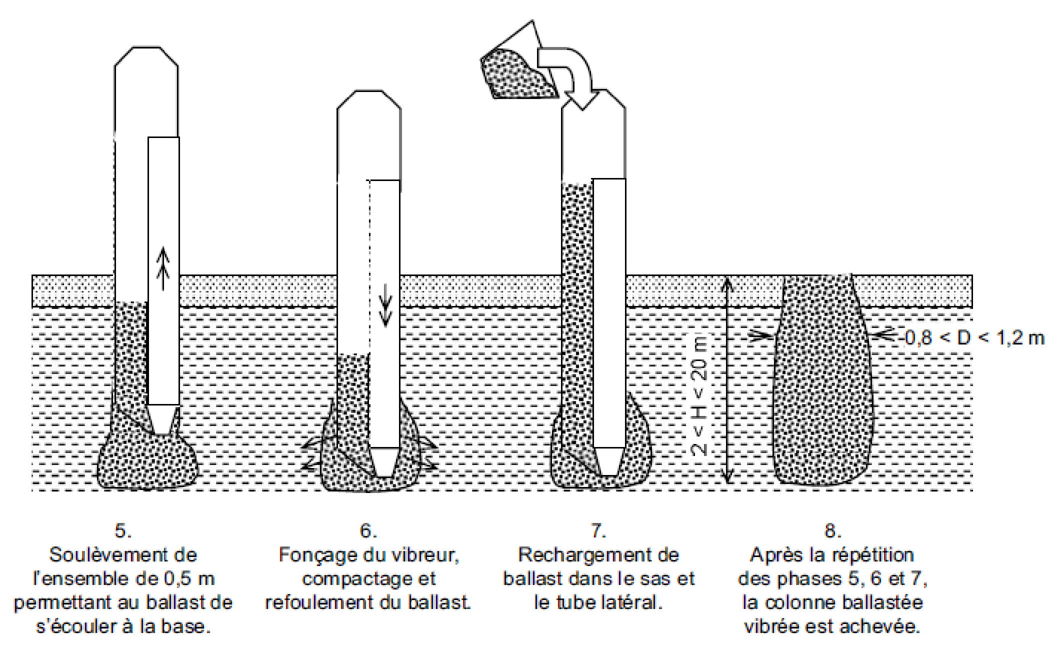


Figure 22:Principe de réalisation d'une CB par voie sèche et alimentation par le bas (2ème partie)

Cette méthode est de plus en plus utilisée, cependant il faut veiller à ce que la dimension des grains du ballast n'excédent pas 35mm au risque de bloquer le sas.
Cette méthode peut être indifféremment exécutée par voie humide ou voie sèche.

II.4.2 Renforcement par inclusions rigides

II.4.2.1 Principe

Les inclusions rigides (ou semi-rigides) sont un procédé de renforcement de sol dont l'objectif est d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols en place par l'incorporation d'un maillage d'éléments verticaux cylindriques de diamètre 250 à 600mm, constitués d'un matériau à base de liant hydraulique (mortier, coulis, béton,…).

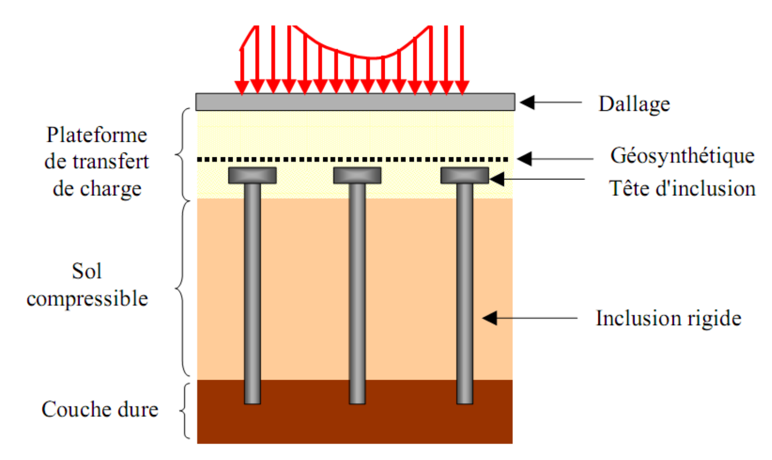


Figure 23:Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales

Ce procédé est une solution alternative aux fondations profondes qui consiste à reporter en partie la charge de l'ouvrage sur les inclusions et en partie sur le sol support.
Les inclusions peuvent être mises en œuvre suivant plusieurs technologies :

- Par forage avec refoulement : l'outil utilisé permet de resserrer le terrain ou de refouler le sol environnant
- Par forage sans refoulement : les inclusions sont mises en œuvre au moyen d'une vis continue
- Par vibrofonçage : un outil creux est vibrofoncé dans le sol qui se trouve refoulé ou resserré par l'expansion du fût.

II.4.2.2 Domaine d'application

En augmentant la capacité portante du sol et en réduisant sa compressibilité, l'inclusion rigide peut permettre l'économie de pieux et d'un plancher porté.
Ce renforcement de sol trouve une application dans tous les domaines de la construction (bâtiments de logements, industriels et commerciaux, ouvrages génie civil, éoliennes, remblais routiers et ferroviaires, plateformes portuaires).
Le domaine d'application s'étend à l'ensemble des sols compressibles. A partir de la compressibilité initiale du sol, la densité du renforcement est adaptée en fonction des déformations admissibles pour l'ouvrage à construire.

II.4.2.3 Avantages

Le renforcement de sol par inclusions rigides présente l'avantage de diminuer de manière très efficace les tassements sous les ouvrages fortement chargés. Le tassement sous renforcement peut être divisé par un facteur allant jusqu'à 8 à 10 sous fortes charges.

II.4.3 Inclusions par mélange d'un liant avec le sol

Les inclusions par mélange d'un liant avec le sol dites "inclusions par mixing" permettent de réaliser des colonnes de sols stabilisés qui, étant donné les performances mécaniques généralement obtenues, peuvent s'apparenter aux inclusions rigides. Ces techniques ont été

développées d'une part pour le renforcement des sols compressibles et d'autre part pour leur stabilisation. Parmi les différentes méthodes de "mixing", qui peuvent être obtenues par différentes techniques :
Mécaniques, hydrauliques, avec ou sans air….
On trouve les dénominations suivantes :

- Jet Grouting,
- Soil Mixing,
- Deep Cement Mixing (DCM),
- Deep Soil Mixing (DSM),
- Lime Columns (LC) & Lime Cement Columns (LCC)

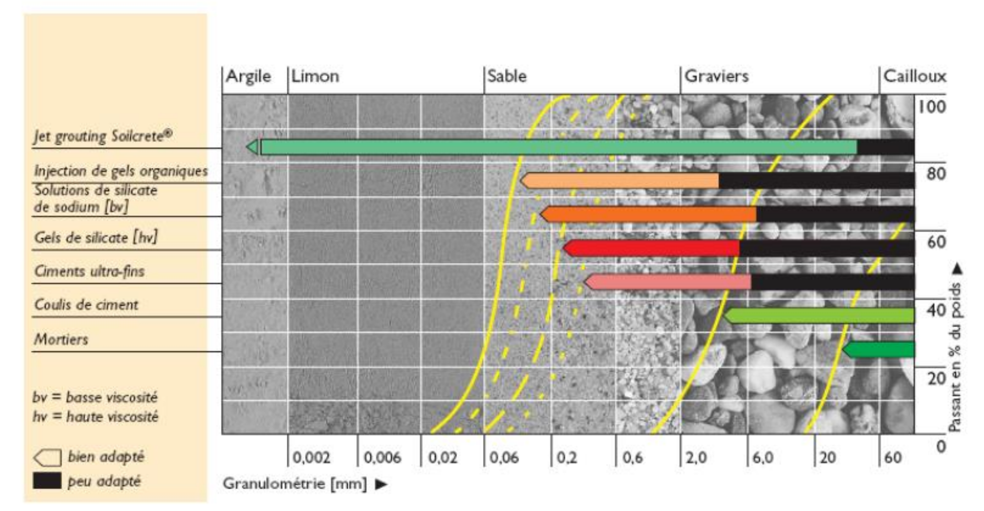


Figure 24: Domaine d'application des différentes techniques d'injection

II.4.3.1 Lime Cement Columns ou Deep Cement Mixing : Les colonnes de sol traitées à la chaux et au ciment

Les colonnes de sol traitées à la chaux et au ciment (Lime Cement Columns) sont couramment utilisées dans les pays scandinaves. Une conférence internationale portant uniquement sur ce sujet a même eu lieu à Stockholm en 1999. Une présentation complète de cette méthode a été faite par Broms B.B. (2001). Une technique similaire, dénommée Deep soil Mixing (Deep Cement Mixing ou Deep Lime Mixing) a été développée au Japon.
La réalisation d'une colonne de sol traitée à la chaux et au ciment passe par deux étapes :
• l'instrument de malaxage est tout d'abord vissé dans le sol jusqu'à une profondeur correspondant à la longueur désirée des colonnes ; la longueur maximale est de l'ordre de 15 m,
• Ensuite l'instrument est lentement retiré (avec une vitesse inférieure à 2,5 cm/tr) et la chaux vive et le ciment sont incorporés au sol par des trous localisés juste au-dessus de l'instrument.

II.4.3.2 Deep soil Mixing

Le Sol Mixing implique le malaxage mécanique du sol naturel avec un liant spécialement conçu pour améliorer les caractéristiques hydrauliques et géotechniques du sol. Le Deep sol mixing, ou le mélange de sol à grande profondeur, est effectué in-situ avec des outils spécialisés capables de pénétrer et de déstructurer le sol simultanément, en injectant un liant et en le mélangeant au sol en profondeur. Les méthodes conventionnelles de deep sol mixing nécessitent l'installation d'éléments de grande résistance, avec des tarières creuses à axe simple ou multiple.

II.4.3.2.1 Mode opératoire

Une colonne de Deep Soil Mixing se réalise en deux phases :

- Insertion de l'outil jusqu'à la côte retenue : L'outil pénétrant n'étant pas continu, les déblais ne remontent pas à la surface. Après cette première phase, le terrain compris dans le volume de la colonne est déstructuré.
- Phase de malaxage et d'injection : Elle se caractérise par des allers et retours de l'outil sur toute la hauteur de la colonne. L'injection est réalisée à basse pression, et elle est continue pendant toute la durée du malaxage. La quantité totale du coulis injecté, par contre, est un des critères principaux de contrôle. L'effet mécanique de malaxage permet d'obtenir un mélange sol-coulis homogène.

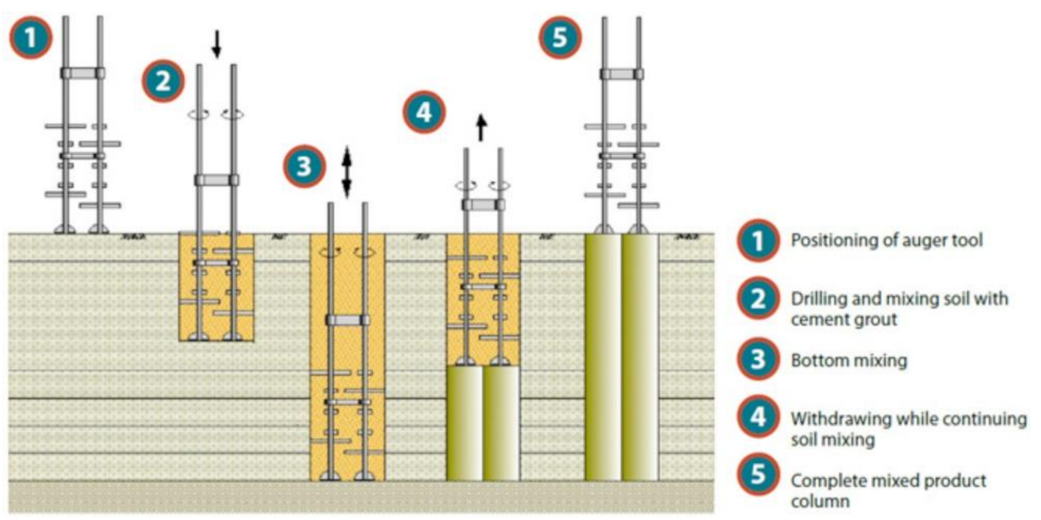


Figure 25:Mode opératoire du Deep Soil Mixing

II.4.3.2.2 Résultat

Cette technique permet de créer des colonnes de "béton de sol", mélange de sol en place et de ciment. Ces colonnes cohésives, résistantes et étanches, peuvent avoir de nombreuses utilisations pratiques dans les travaux de fondations.

II.4.3.2.3 Utilisation

Ces colonnes, disposées en réseau, peuvent constituer un renforcement de sol de types inclusions. Disposées de manière sécante, ces colonnes peuvent constituer une paroi de soutènement étanche. Les colonnes peuvent être armées, ce qui permettra de reprendre les efforts de poussée des terres reportés ensuite par l'intermédiaire de butons ou de tirants.
Disposées en masse de manière contiguë, ces colonnes peuvent constituer un mur-poids autostable ou un massif de béton de sol cohésif et étanche.

II.4.4 Jet grouting

II.4.4.1 Principe

Cette technique d'amélioration des sols consiste à découper la masse de sol par un ou plusieurs jets de fluide (air, eau, coulis) à haute énergie et à créer un mélange entre le sol découpé et le coulis injecte. La création d'une colonne de mortier sol-ciment par cette technique passe par les étapes suivantes (figure 26):

- Forage en petit diamètre (de 100 à 200 mm) ;
- Découpage du sol par un jet de fluide à haute pression en remontant les tiges ;
- Injection du coulis jusqu'à la finition de la colonne (l'injection de coulis pouvant être faite en même temps que le découpage).

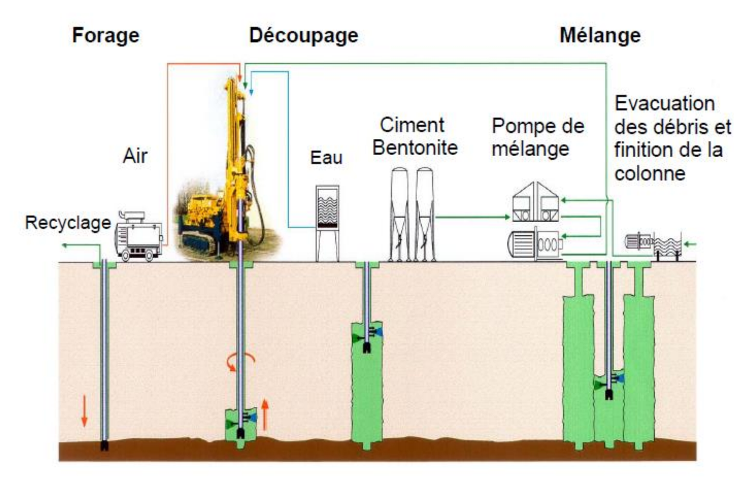


Figure 26: Mode opératoire du Jet Grouting

II.4.4.2 Domaine d'application

Pour bien illustrer cette technique, on va considère le procédé *Soilcrete* établit par l'entreprise Keller. Le terme "Soilcrete" est la contraction de "*soil*" et "*concrete*"; soit en français "Béton de sol". Contrairement aux méthodes de stabilisation de terrain conventionnelles, le Soilcrete peut être utilisé pour stabiliser et étancher tout type de sols (des alluvions lâches ou argiles). Ceci s'applique également aux sols hétérogènes et aux couches à caractéristiques changeantes, y compris les matériaux organiques. Les roches tendres comme le grès ont aussi été traitées.

Chapitre III: Amélioration du sol support

III.1 Présentation du problème

Le modèle géotechnique au droit de la digue est défini afin d'établir ou non la nécessité d'un renforcement de sol. Si ce dernier est nécessaire, le modèle géotechnique doit constituer la donnée d'entrée pour son dimensionnement.

Dans cette perspective, deux campagnes de reconnaissances géotechniques maritimes ont été effectuées :

-la première mené par Med océan afin d'Établir une cartographie des sédiments.

L'implantation définitive et les sondages de référence associes sont présentes sur le schéma suivant :

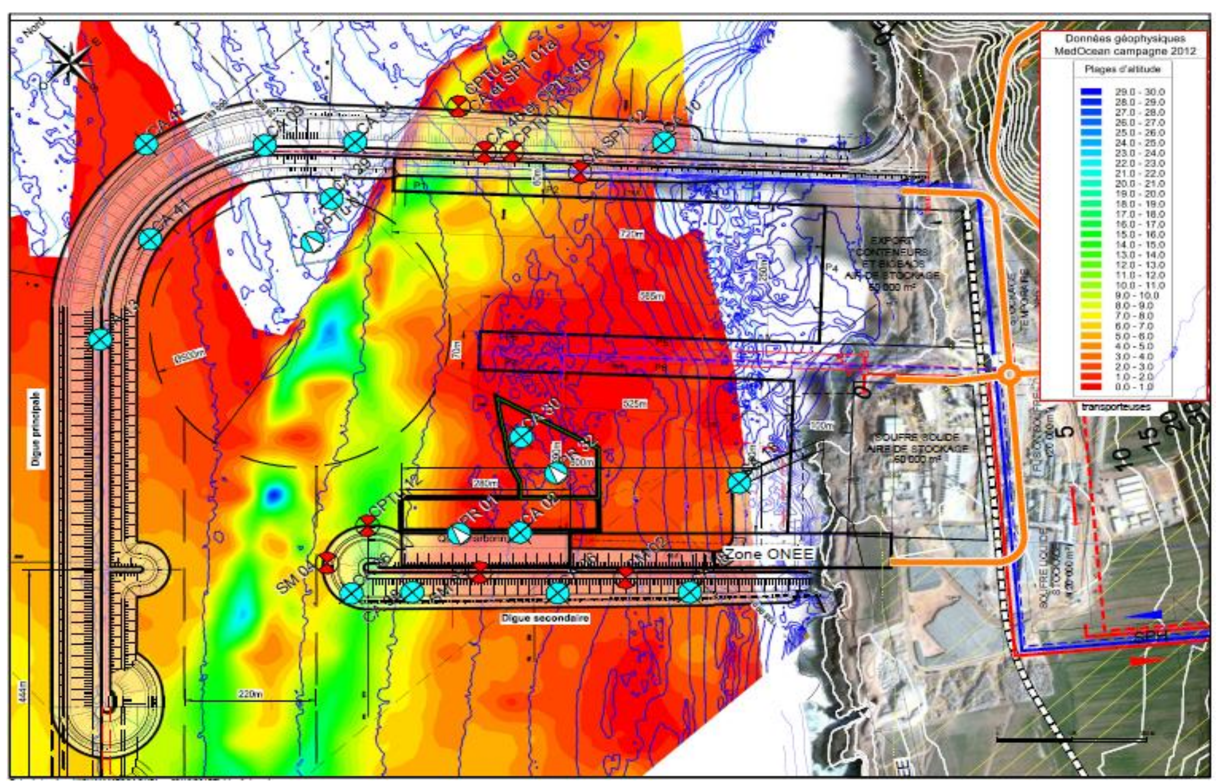


Figure 27:Implantation définitive et les sondages de référence

-la deuxième par Igeotest : Les épaisseurs repérées au sondeur de sédiments (Géophysique) sont des matériaux de faibles caractéristiques

Mécaniques. La carte du sondeur de sédiments indique des épaisseurs variant de 1 à 15m sur la zone 1.

Les mesures géophysiques ont mis en avant 2 cuvettes A et B au droit de la digue. Le schéma suivant présente les cuvettes :

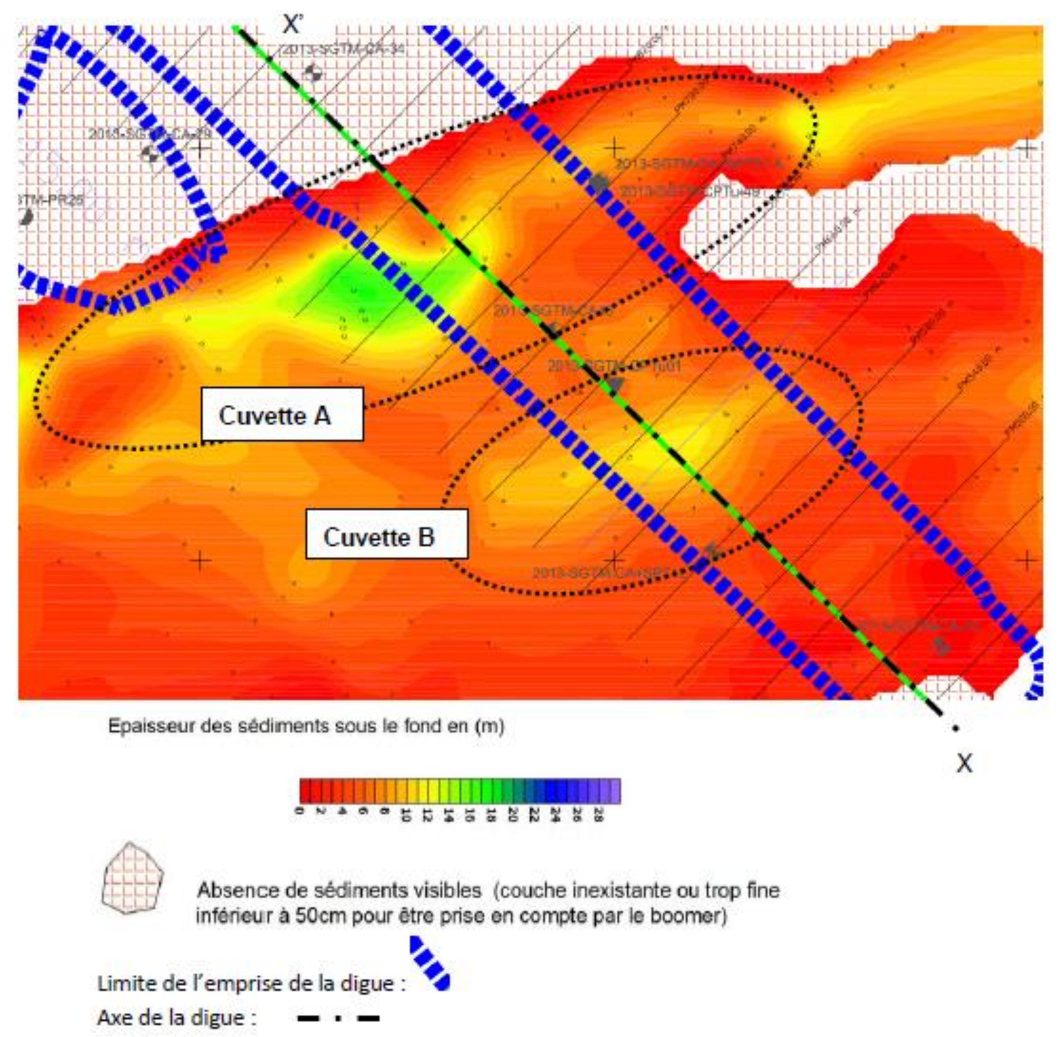


Figure 28:Epaisseur des sédiments sur la zone de la digue principale du PM 480 au PM 1000.

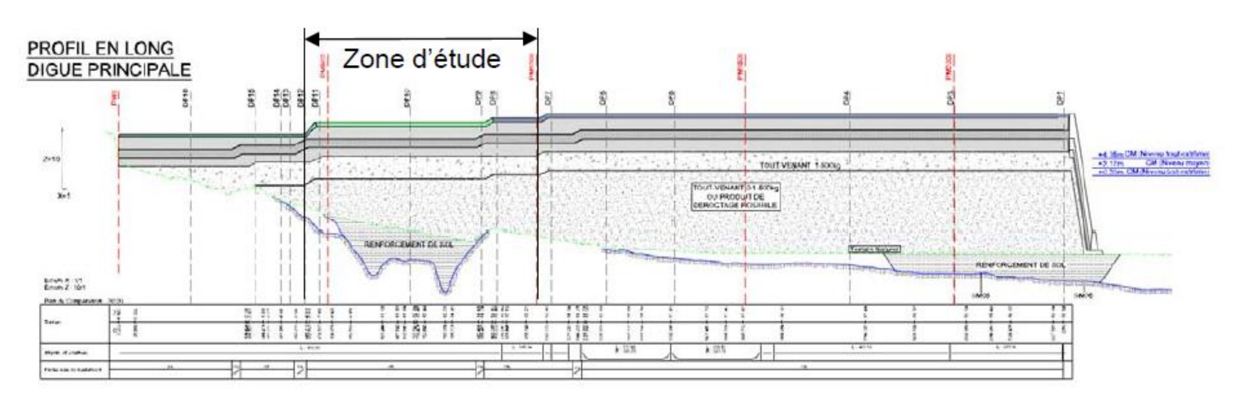


Figure 29:Profil en long de la digue primaire selon l'axe de la digue

La section au droit de la digue prévue au-dessus de la cuvette A est : La section DP10 (Annexe 3).

Sous l'hypothèse que la masse volumique de remblai est de 20 $kN.m^{-3}$, et que le niveau moyen de la mer est à 0 mZH, la surcharge ramenée par la digue sur la zone est de 390 KPa.

III.1.1 Reconnaissance géotechnique du sol du site concerné

La zone de la cuvette A avec la plus forte épaisseur de sédiments mesurée au sondeur de sédiments n'a pas fait l'objet d'investigation au droit de la plus forte épaisseur. Cependant, la plateforme a été implantée à trois reprises sur la zone sans succès.

Ep. [m]	Description
1.5	Sable de surface
9.6	Limons
2	Sable limoneux lâche à moyennement dense
1.5	Altération substratum
-	Substratum (grès ou calcaire)

Tableau 1:Modèle proposé à l'intersection entre l'axe de la cuvette A et l'axe de la digue

Les caractéristiques géotechniques du sol à l'intersection entre l'axe de la cuvette A et l'axe de la digue sont :

	φ'(°)	c'(KPa)	φ_{uu}(°)	c_{uu}(KPa)	γ_h(Kg/m^3)
Sable de surface	30	0			1800
Limons	27	0	0	15	1900
Sable limoneux lâche à moyennement dense	33	0			1900
Altération substratum	35	0			1900
Substratum (grès ou calcaire)	40	0			2000

Tableau 2:Tableau de synthèse des caractéristiques des matériaux du sol étudié

Sur la zone concernée, du fait de l'épaisseur de sédiments et de leurs caractéristiques, on ne peut envisager aucune substitution, un renforcement de sol est indispensable.
Lorsque les sols à compacter présentent un fuseau granulométrique qui tend vers celui des sols fins à très fins, à la limite des procédés de compactage correspond le début de l'application des techniques de colonnes ballastées et d'inclusions rigides.

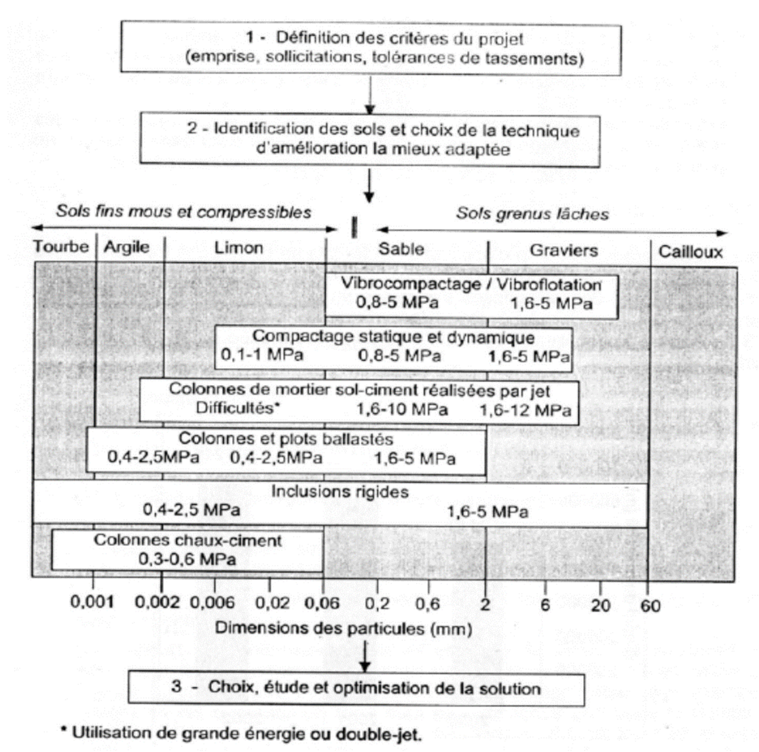


Figure 30:Domaine d'application de chaque technique de renforcement du sol

On opte pour les colonnes ballastées dans ce qui suit.

III.2 Les colonnes ballastées

Les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées dépendent :

- de la disposition des colonnes, colonne isolée ou en groupe ;
- du mode de chargement, fondation rigide ou souple ;
- du type de colonne (ancrée ou flottante).

III.2.1 Principes généraux de fonctionnement

La colonne ballastée n'agit pas de manière indépendante du sol encaissant ; ainsi, il est d'un usage courant de parler du complexe sol-colonne. L'ampleur des deux mouvements, horizontaux et verticaux, est fonction de nombreux paramètres dont le plus important est l'étreinte latérale offerte par le sol lui-même, étreinte qui dépend de ses caractéristiques mécaniques. En effet, plus un sol sera compétent et moins la colonne va se déformer.
Sous l'effet d'un chargement, la colonne ballastée se déforme, à volume supposé constant, verticalement, phénomène connu sous le terme de tassement, mais en même temps horizontalement, dont le terme est l'expansion latérale.
Le pouvoir de confinement latéral est d'autant plus marqué que les colonnes sont en groupes, de sorte que deux colonnes se procurent mutuellement une étreinte latérale leur permettant de subir des déformations moins importantes. En effet, il a été remarquées que pour des colonnes disposées en groupes, au fur et à mesure que des colonnes adjacentes sont construites pour former un groupe, les colonnes situées à l'intérieur sont confinées et ainsi rigidifiées par les colonnes environnantes (Barksdale et Bachus ,1983).

Après cette brève description concernant le mode de fonctionnement général des colonnes ballastées, il convient de décrire les différentes dispositions ainsi que les mécanismes de rupture qui gèrent la capacité portante des colonnes ou du sol amélioré. Les colonnes ballastées peuvent être soit isolées, afin de reprendre une charge ponctuelle, soit disposées selon un maillage

régulier et constituer ainsi une amélioration en masse, pour réduire les tassements et augmenter la capacité portante du sol compressible.

III.2.2 Colonnes ballastées isolées

Le dimensionnement des colonnes ballastées est essentiellement basée sur des méthodes empiriques, et diffère selon que l'on considère des colonnes isolées ou en réseaux Les colonnes isolées peuvent être soit ancrées soit flottantes. Cependant la plupart des colonnes isolées sont ancrées et permettent de reprendre des charges ponctuelles. L'utilisation des colonnes isolées flottantes est extrêmement rare.

III.2.2.1 Rupture par expansion latérale de la colonne :

Ce mode de rupture n'est envisagé que pour les colonnes dont la longueur dépasse 3 à 4 fois le diamètre D_c En admettant que la colonne est en état de rupture triaxial drainée, la contrainte verticale effective en tête de colonne σ'_{clim} s'écrit :

$$\sigma'_{clim} = \sigma'_{hlim} \times tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2})^2$$

Avec :

- $\varphi_c$est l'angle du frottement interne du ballast, une valeur prudente de 38° est couramment recommandée.
- $\sigma'_{hlim} = \sigma'_{h0} + k \times C_u$: sachant que σ'_{h0} est la contrainte horizontale dans le sol avant traitement et K est un coefficient multiplicateur. Pour les valeurs usuelles du coefficient de poisson (υ_s = 0,3 à 0,5), Le coefficient K varie de 3,5 à 6.

Nahrgang (1976), a donné à k la valeur 6.18, cette valeur est issue des essais effectués au laboratoire sur modèle réduit sur la base de la théorie d'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu cohérent.

III.2.2.2 Rupture par cisaillement généralisé :

Ce mode de rupture n'est vérifié que dans le cas des colonnes courtes. C'est une rupture délimitée par une surface tronconique dont la génératrice fait un angle δ avec l'horizontal, centrée sur l'axe de la colonne et développée sur une profondeur h :

$$h = D_c . tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$$

La contrainte verticale dans ce cas ne doit pas dépasser la valeur limite suivante :

$$\sigma'_{clim} = \left(\sigma_s + \frac{2C_u}{\sin(2\delta)}\right).(1+\sin(2\delta)).\left(1+\frac{\sqrt{K_{pc}}}{\tan(\delta)}\right).K_{pc}$$

Avec :

K_{pc}: Coefficient de butée du ballast : $K_{pc} = \tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})^2$

C_u: Cohésion non drainée du sol ;

δ: Angle de génératrice du cône avec l'horizontale.

III.2.2.3 Rupture par poinçonnement :

Ce mode de rupture n'est envisagée que pour les colonnes flottantes et lorsque la résistance du sol sous la pointe de la colonne ne peut pas équilibrer la contrainte verticale ( ) qui se transmet dans la colonne.

Selon Hughes (1975) et Brauns (1980) on peut écrire :

$$\sigma_v(z) = \sigma_{clim} + z(\gamma_c - \frac{4C_u}{D_c})$$

Cette équation permet de déterminer la longueur minimale ainsi que la longueur maximale de la colonne pour ne pas avoir de poinçonnement, la contrainte verticale ne doit pas dépasser la contrainte limite$N_c . C_u$ en pointe de la colonne. Autrement dit :

$$0 \le \sigma_v(z) \le N_c . C_u$$

On détermine donc la longueur minimale qui correspond à l'équilibre limite pour le poinçonnement, pour laquelle$\sigma_v(z) = N_c . C_u$:

$$L_{min} = \frac{N_c . C_u - \sigma_{clim}}{R_c \gamma_c - 2. C_u} \times R_c$$

La valeur de $N_c$généralement utilisée pour les pieux est proche de 9.
La longueur maximale est atteinte lorsque la contrainte verticale $\sigma_v(z)$s'annule, ce qui correspond à la longueur au-delà de laquelle le traitement du sol par colonnes ballastées devient inutile.

$$L_{max} = \frac{\sigma_{clim}}{2. C_u - R_c \gamma_c} \times R_c$$

Sachant que :
γ_c:Poids volumique du ballast ;
R_c: Rayon de la colonne ballastée, $R_c = \frac{D_c}{2}$

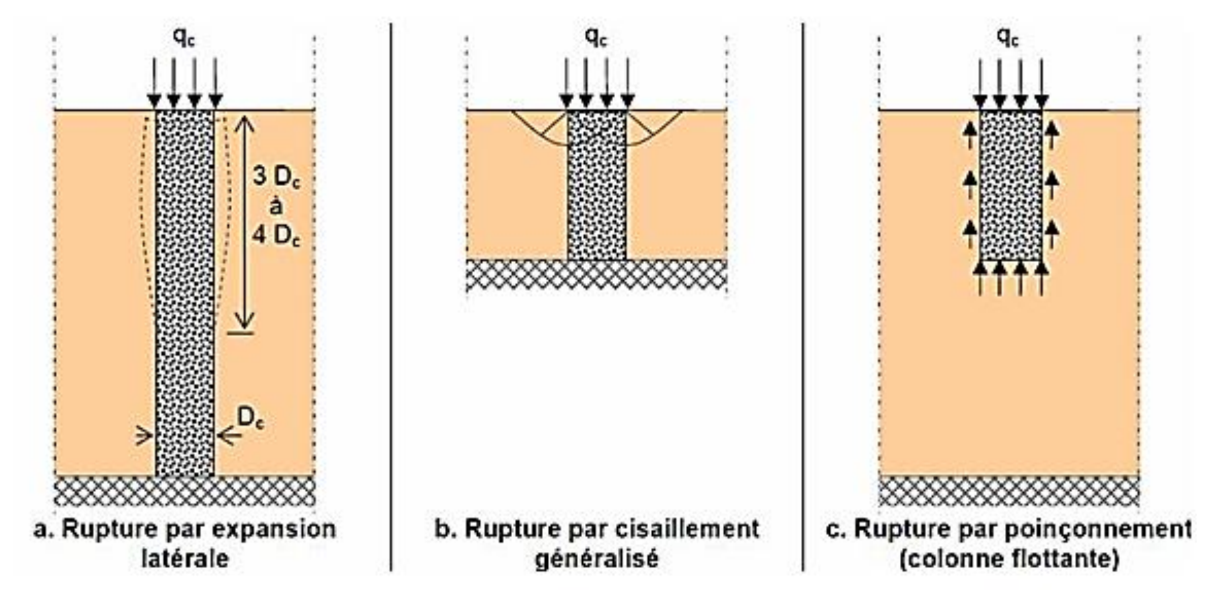


Figure 31: Mécanismes de rupture d'une CB isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible (Datye, 1985)

III.2.3 Réseau de colonnes ballastées

Dans le cas d'un réseau de colonnes ballastées sous un ouvrage de grandes dimensions (figure 29 a-b), il est d'usage (Besançon, 1984) de considérer le comportement d'une "cellule élémentaire" ou unitaire comprenant une colonne et le sol environnant (figure 29 c). On suppose alors que cette cellule élémentaire est limitée latéralement par une paroi rigide et lisse et que les déformations verticales sont uniformes sur toute la hauteur.

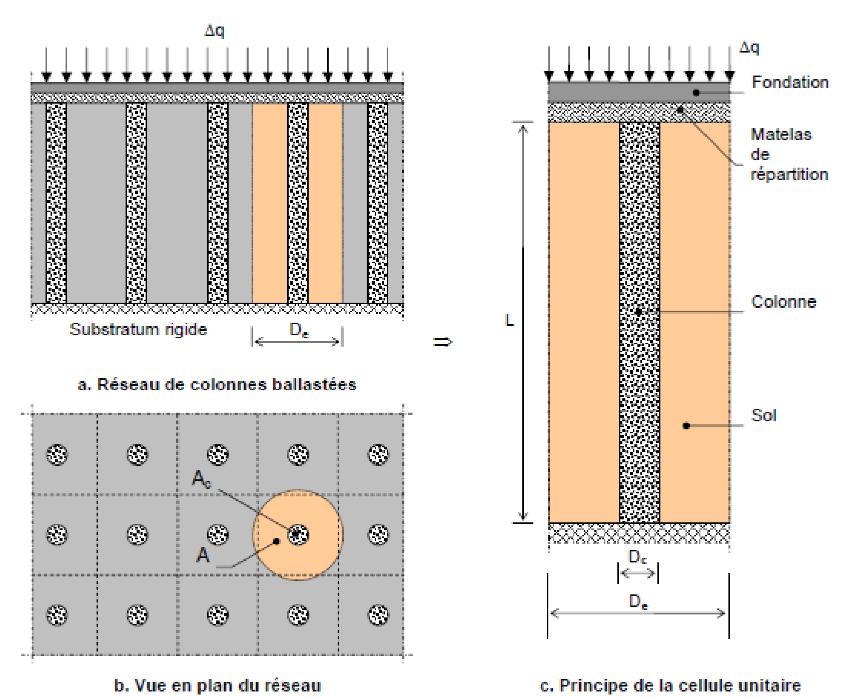


Figure 32: Notation du réseau de colonnes ballastées

III.2.4 Données de base de colonnes ballastées

III.2.4.1 La longueur

D'une façon générale, les longueurs de colonnes ballastées sont plus importantes en mer qu'à terre. D'après les entreprises spécialisées, les colonnes ballastées nécessaires dans le cas des ouvrages marins atteignent souvent 10 à 30 m ; dans le cas des ouvrages terrestres, les profondeurs de traitement sont variables mais restent en moyenne autour de 8 à 10 m, sans excéder 20 à 25 m.

III.2.4.2 Le diamètre :

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- De l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré;
- Des terrains traversés et de leurs caractéristiques;
- De l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre, poussée verticale éventuelle et temps passé).

Le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance des couches traitées. Toutes choses égales par ailleurs, le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau. Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm et par voie humide variés entre 80 et 120 cm.

III.2.4.3 Angle de frottement du ballast

D'après Besançon (1984), malgré des indications trop fragmentaires pour proposer une règle précise, il semble correct d'adopter pour les projets :

- la valeur de 38° dans le cas d'un granulat relativement fin ($\leq 50mm$) et d'un sol naturel argileux,
- la valeur de 42° dans le cas d'un matériau d'apport plus gros (jusqu'à 100mm) et d'un sol naturel plus limoneux.

Ces valeurs sont indiquées pour un matériau concassé. Dans le cas d'un matériau roulé, la valeur de 38° semble plus indiquée.

III.2.4.4 Rapport des modules de déformation élastique

De manière générale, on ne trouve que très peu d'indications sur la valeur du module de Young drainé E'_c du matériau constitutif de la colonne. Dhouib (2005) indique qu'une valeur minimale de 60 MPa est usuellement retenue pour E'_c.
Dans une documentation commerciale, Sol étanche Bachy recommande cette valeur pour E'_c dans le cadre d'un prédimensionnement.
L'encadrement suivant est également indiqué pour le rapport des modules drainés de déformation élastique : $5 < \frac{E'_c}{E'_s} < 20$
Priebe (1995) quant à lui adopte un module œdométrique drainé de 100 MPa, ce qui revient si l'on considère un coefficient de Poisson $\nu_c = \frac{1}{3}$ à un module de Young du ballast
$E'_c = 66{,}7\ MPa$.

III.3 Dimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes analytiques

Considérons un massif de sol traité par un réseau de colonnes ballastées supportant un ouvrage de grandes dimensions qui transmet une charge Q se traduisant par une contrainte uniformément répartie notée σ.

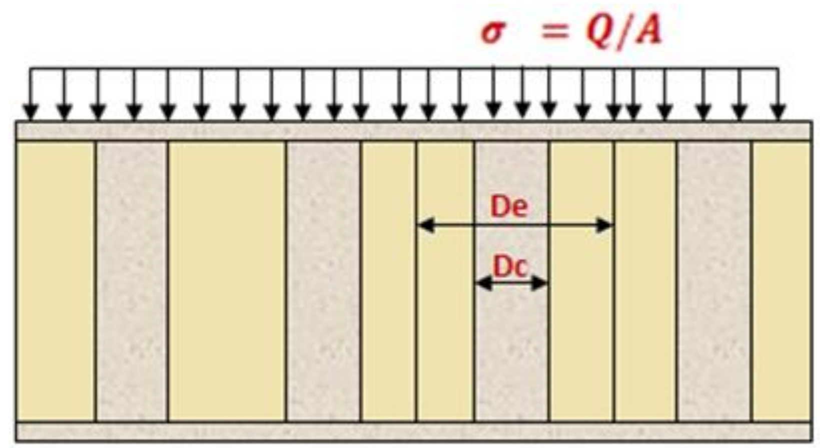


Figure 33: Charges sur sol traité par colonnes ballastées

On pose : $A = A_s + A_c$

Avec
$$\begin{cases} A_c = \frac{\pi D_c^2}{4} : \text{Aire de la colonne} \\ A = \frac{\pi D_e^2}{4} : \text{Aire totale de la zone d'influence} \\ A_s : \text{Aire du sol encaissant} \end{cases}$$

D_c et D_e sont respectivement le diamètre d'une colonne et son diamètre d'influence. Ce dernier dépend du maillage des colonnes ballastées.

III.3.1 Maillage :

D'une manière générale, le maillage d'un réseau de colonnes ballastées est soit triangulaire, carré ou hexagonal. Pour la commodité des calculs (calcul axisymétrique) et afin de respecter les conditions réelles sur chantier (colonnes ballastées sous forme cylindrique), les zones d'influences des colonnes sont généralement réduites à des domaines cylindriques équivalents. Ainsi, pour un espacement entre les colonnes, l'équivalence entre la section de la maille et le cylindre équivalent de diamètre D_e conduit à :

Un maillage triangulaire:

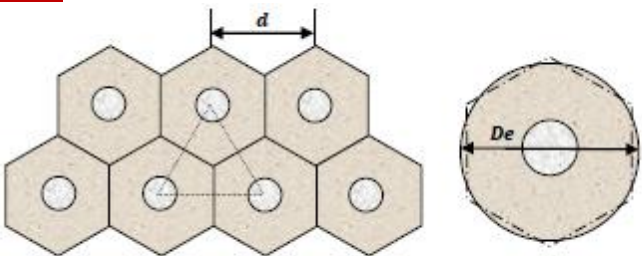


Figure 34:Domaine d'influence de la colonne - maillage triangulaire (Ballam et Poulos ,1983)

$$D_e = (\frac{12}{\pi^2})^{1/4} \times d = 1{,}05\ d$$

Un maillage carré :

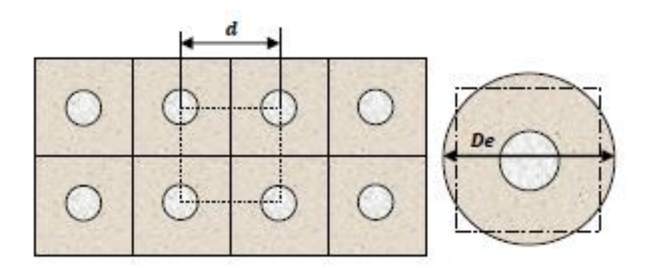


Figure 35:domaine d'influence de la colonne - maillage carré

$$D_e = (\frac{16}{\pi^2})^{1/4} \times d = 1{,}13\ d$$

Un maillage hexagonal :

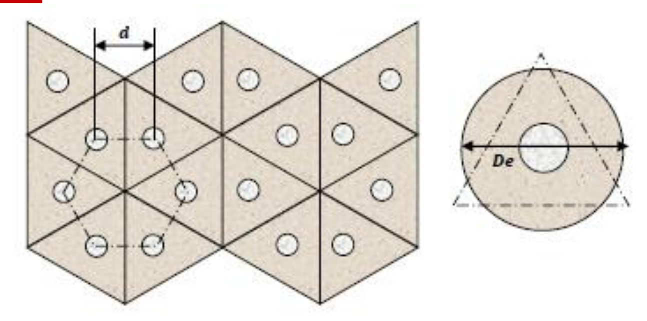


Figure 36:domaine d'influence de la colonne - maillage hexagonal

$$D_e = (\frac{27}{\pi^2})^{1/4} \times d = 1{,}29\ d$$

Recommandations

Mailles de référence maximales

(1) Pour qu'un sol puisse être considéré comme traité par des colonnes ballastées, et quelle que soit l'action recherchée, la maille de référence la plus grande doit être de 9 m^2 d'une part, et, le taux de substitution doit être supérieur à 3% d'autre part.

(2) Pour une semelle filante comportant une seule rangée de colonnes et dépourvue de matelas de répartition, l'entraxe maximal sans justification spécifique est de 2,5 m.

Mailles de référence minimales

(1) La maille de référence minimale est de $2{,}25 m^2$.

(2) Pour les semelles filantes et les groupes de 2 à 5 colonnes, l'espacement entre axes de colonnes n'est pas inférieur à 1,5 D_c et 1,20 m.

On doit faire attention à cette remarque quant au choix des configurations de travail.

III.3.2 Matelas de répartition :

Un groupe de colonnes ballastées est toujours coiffé par une couche de répartition. Il s'agit d'une couche épaisse de matériau graveleux et c'est souvent la plate-forme de travail elle-même qui joue le rôle de la couche de répartition (Figure 34). Pour les fondations souples, la mise en place d'une telle couche est indispensable afin de bien répartir les charges.

L'épaisseur du matelas de répartition dépend de :

- l'intensité des charges apportées par l'ouvrage ;
- la qualité du sol d'assise.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_m = e + \frac{d - D_c}{2} \times tan(\alpha)$$

Avec :

- En pratique, le majorant e est fixé arbitrairement par la condition: $0 \leq e \leq 0{,}5 \times \frac{d-D_c}{2} \times \tan(\alpha)$;
- $\alpha = 45°$: angle de frottement interne du matériau du matelas.
- Les matériaux du matelas doivent satisfaire aux conditions suivantes :
  - $E_m \gg E_s$: E_m étant le module de déformation du matelas ;
  - $E_m \gg E_c$;
  - degré de compactage $k < 2$;
  - capacité de drainage analogue à celle de la colonne ;

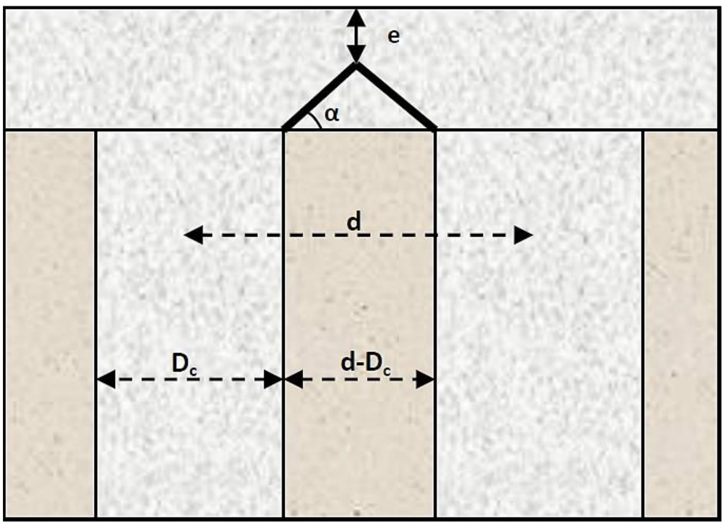


Figure 37:Matelas de répartition

III.3.3 Paramètres de calcul :

Afin d'étudier le comportement et le dimensionnement des colonnes ballastées, on est amené à définir les paramètres suivants :

III.3.3.1 Le taux d'incorporation :

Le taux d'incorporation est le rapport de l'aire traitée A_c(section de colonne) à l'aire totale A du domaine d'influence de la colonne, soit :

$$\alpha = \frac{A_c}{A}$$

III.3.3.2 Facteur de concentration des contraintes :

La charge verticale appliquée en moyenne à la surface du sol $\sigma_0$se répartit, à la surface du domaine cylindrique, entre les colonnes et le sol en proportion de leurs aires respectives.
La relation entre la contrainte moyenne σappliquée sur l'aire totale A, la contrainte $\sigma_c$transférée à la colonne d'aire $A_c$et la contrainte σ_s supportée par le sol sur l'aire $A_s$peut s'écrire :

$$\sigma. A = \sigma_c. A_c + \sigma_s. A_s$$

Les colonnes ballastées ont des résistances et modules supérieurs à ceux du sol traité. Il se développe alors un mécanisme de transfert de charge σ_0 qui conduit à une concentration de la contrainte verticale sur les colonnes et à une réduction de la charge sur le sol. Le rapport de concentration des contraintes est définit par :

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_S}$$

Avec :
σ_c: Contrainte dans la colonne d'aire A_c;
σ_s: Contrainte supportée par le sol sur une aire A_s

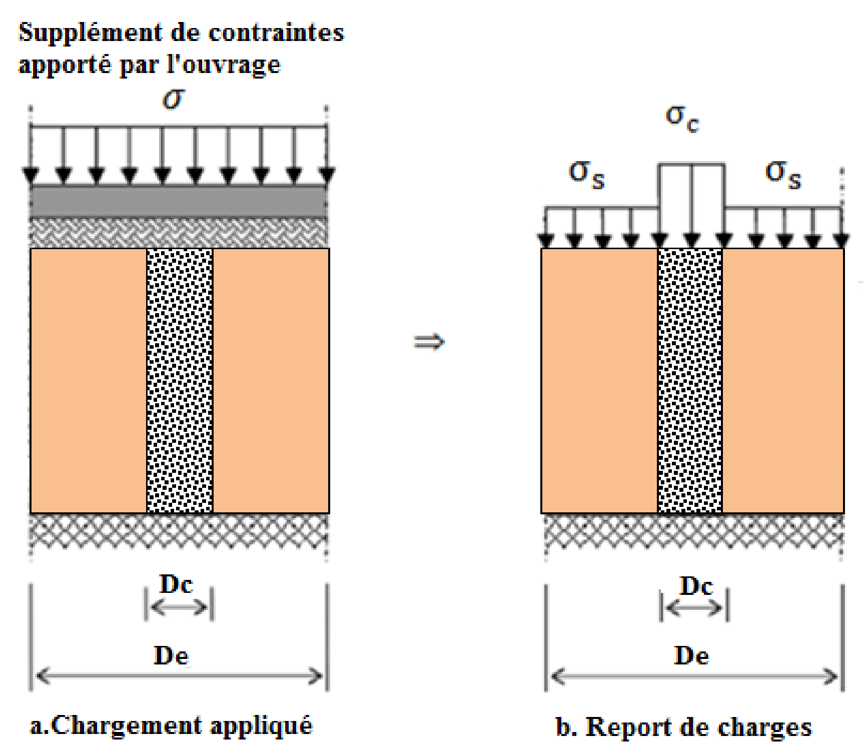


Figure 38:Principe de concentration de contraintes

III.3.3.3 Le facteur de réduction des tassements :

La charge appliquée par la fondation au sol d'assise produit, en l'absence de colonnes ballastées, un tassement moyen S_i . Après le traitement, les tassements diminuent globalement. On définit le facteur de réduction du tassement β par la relation :

$$\beta = \frac{S_i}{S_f}$$

Avec :
S_i: Tassement avant traitement ;
S_f: Tassement après traitement.

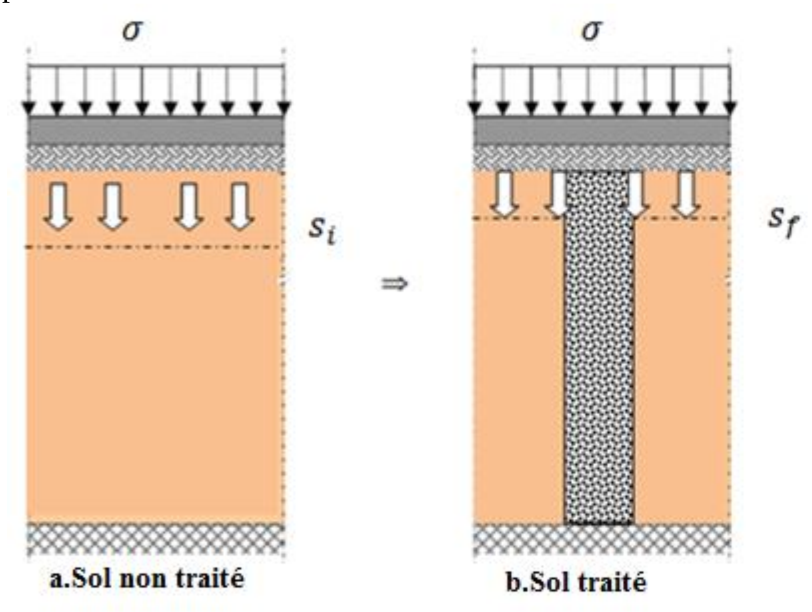


Figure 39: Tassement des sols traités et non traités

Relation entre les paramètres n et β:

En introduisant la valeur du taux d'incorporation, l'équation $\sigma_0 . A = \sigma_c . A_c + \sigma_s . A_s$ devient :

$$\sigma_0 = a . \sigma_c + (1 - a) . \sigma_s$$

En considérant que le sol et les colonnes se comportent d'une manière indépendante, on peut écrire :

$$\varepsilon_i = \frac{S_f}{L} = \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

On peut donc établir les relations suivantes :

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{E_c}{E_s}$$

Et : $\beta = 1 + (n - 1) . \alpha$

III.3.4 Méthodes de calcul du tassement du sol renforcé par colonnes ballastées :

III.3.4.1 Homogénéisation simplifiée :

L'homogénéisation simplifiée consiste à transformer le sol composite en un milieu homogène équivalent. Selon les auteurs, il est possible de déterminer un module équivalent (Figure 37) :

$$E_{eq} = a . E_c + (1 - a) E_s$$

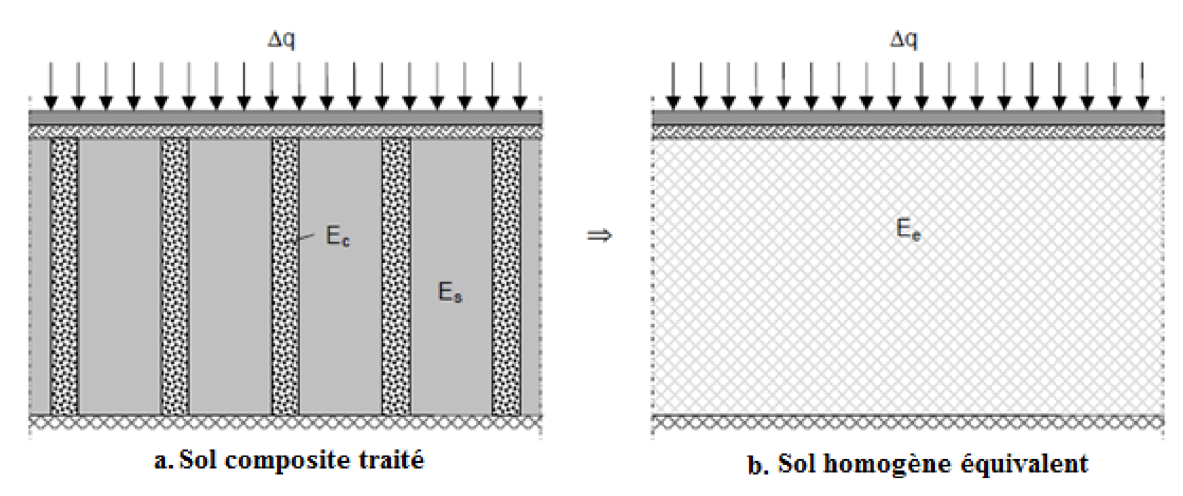


Figure 40: Homogénéisation simplifiée

Le tassement après traitement S_f sous la contrainte σ_0 apportée par l'ouvrage est exprimé par la relation :

$$S_f = \frac{\sigma_0 . L_c}{a. E_c + (1 - a). E_s}$$

Avec :
σ_0: Contrainte apportée par l'ouvrage ;
L_c: Longueur de la colonne ;
a: taux d'incorporation ;
E_c, E_s: Modules élastiques de la colonne et du sol.
Il est notoire que cette méthode n'est applicable que si les charges appliquées par l'ouvrage sont réparties sur de grandes dimensions (Dhouib et Blondeau 2005). Son application dans notre cas est donc justifiée.

III.3.4.2 Méthode de Priebe:

Le calcul de tassement peut se faire suivant plusieurs méthodes, la méthode de Priebe est la plus élaborée et la plus complète dans le domaine de dimensionnement des colonnes ballastées, par conséquent cette méthode sera utilisée dans notre projet.
Cette approche de dimensionnement introduit trois critères principaux :

- Prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement caractérisé par le facteur d'amélioration.
- Prise en compte de la compressibilité du matériau constitutif de la colonne ballastée.
- Prise en compte du poids des terres sus-jacentes.

Hypothèses sur le milieu sol/colonne :

Le système sol/colonnes ballastées est relativement complexe et ne peut être précisément traité par le calcul que dans le cas d'une charge infinie sur un maillage infini de colonnes ballastées. La résolution de ce cas limite passe par l'introduction de l'hypothèse d'une maille unitaire, composée d'une colonne ballastée de section A_c et du sol environnant de section totale$A$.
Par ailleurs, on introduit les hypothèses (conditions idéales) suivantes :

- $S_{sol} = S_{col}$: le tassement du sol est confondu à celui de la colonne.
- Le matériau de la colonne est en état d'équilibre actif, les déformations de la colonne suivent celle du sol.
- Le matériau de la colonne est incompressible.
- Le terrain encaissant la colonne est compressible et a un comportement élastique linéaire caractérisé par un coefficient de poisson constant sur toute la profondeur.

- Les sections planes restent planes après déformation.

III.3.5 Méthode de calcul (Méthode de Priebe)

III.3.5.1 Facteur d'amélioration de base :

Priebe a montré que le facteur d'amélioration initial n_0 est donné par la relation :

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A}\left(\frac{0.5 + f\left(\vartheta_s, \frac{A_c}{A}\right)}{K_{ac} f\left(\vartheta_s, \frac{A_c}{A}\right)} - 1\right)$$

Où :

$$f\left(\vartheta_s, \frac{A_c}{A}\right) = \frac{(1-\vartheta_s)\left(1-\frac{A_c}{A}\right)}{1-2\vartheta_s+\frac{A_c}{A}}$$

Et : $K_{ac} = \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2})^2$: coefficient de poussée du ballast

Pour une valeur du coefficient de poisson $\vartheta = \frac{1}{3}$, valeur couramment utilisée dans la pratique pour calculer l'état final, le résultat s'exprime simplement :

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A}\left(\frac{5-\frac{A_c}{A}}{4K_{ac}(1-\frac{A_c}{A})}\right)$$

La relation entre le facteur d'amélioration n_0 , le rapport des surfaces $\frac{A_c}{A}$ et la valeur de l'ange de frottement interne du matériau d'apport φ_c introduite dans la formule précédente, conduit aux courbes représentée sur la figure 38.

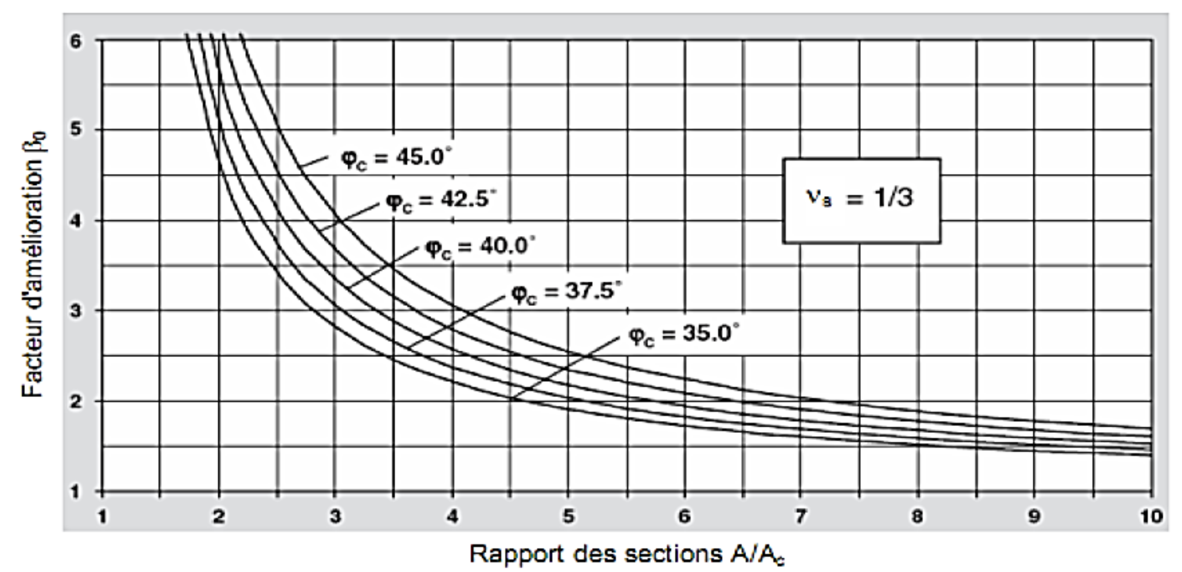


Figure 41:Facteur d'amélioration de base en fonction du rapport des sections" première abaque de Priebe"

III.3.5.1.1Prise en compte de la compressibilité du matériau constitutif de la colonne ballastée :

Les matériaux de la colonne ballastée, même bien compactés, restent légèrement compressibles. De ce fait, le tassement qui se produit lors du chargement de la colonne n'est pas dû exclusivement à la déformation radiale de la colonne.

Le facteur d'amélioration effectif ne peut en aucun cas augmenter jusqu'à l'infini, comme pour la valeur théorique calculée pour une substitution totale par un matériau incompressible, où le rapport des surfaces devient $\frac{A_c}{A} = 1$ .Au mieux, ce facteur est fonction du rapport des modules de déformation du matériau compacté de la colonne ballastée et du sol ambiant.
Comme pour la colonne ballastée, il est ici fait référence pour le sol à un module de déformation qui serait qui serait déterminé au moyen d'un odomètre de grandes dimensions.
Malheureusement, on continue toujours à faire des sondages dans les colonnes ballastées et à tirer des conclusions erronées à partir de résultats souvent très approximatifs.
On peut déterminer d'une manière relativement simple pour quelle valeur du rapport des surfaces $\frac{A_c}{A}$ la valeur de l'amélioration initiale n_0 correspond à la rigidité relative au rapport des modules$\frac{E_c}{E_s}$.
Par exemple en considérant $\vartheta_S = \frac{1}{3}$, le rapport $\frac{A_c}{A}$ est donné, si n_0 est égal au rapport des modules $\frac{E_c}{E_s}$, par l'équation suivante :

$$(\frac{A_c}{A})_1 = -\frac{4K_{ac}(n_0-2)+5}{2(4K_{ac}-1)} \pm \frac{1}{2}\sqrt{\left[\left[\frac{4K_{ac}(n_0-2)+5}{4K_{ac}-1}\right]^2 + \frac{16K_{ac}(n_0-1)}{4K_{ac}-1}\right]}$$

Dont la plus petite solution positive est valide.
D'une manière approchée, on peut prendre en compte la compressibilité du matériau de la colonne ballastée au moyen d'un facteur d'amélioration réduit n_1, que l'on détermine par une relation analogue à l'équation (1), en ajoutant au rapport inverse effectif des surfaces $\frac{A}{A_c}$ le facteur correctif fictif $\Delta(\frac{A}{A_c})$:

$$n_1 = 1 + \frac{A_c}{A}\left[\frac{0.5 + f\left(\vartheta_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)}{K_{ac} f\left(\vartheta_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)} - 1\right]$$

Où le rapport des sections corrigé est donné par :

$$\frac{\overline{A_c}}{A} = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta(\frac{A}{A_c})}$$

Et le rapport correctif fictif des sections par l'expression :

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A}\right)_1} - 1$$

Qui peut être déterminé directement à partir des abaques de la figure 39 en fonction des rapports des modules des colonnes et du sol$\frac{E_c}{E_s}$.

Note : lorsqu'on utilise l'abaque de la figure 39,cette procédure conduit à un tel décalage de l'origine de l'axe des abscisses représentant le rapport des surfaces $\frac{A}{A_c}$, que la lecture du facteur d'amélioration n_1 débute avec la valeur du rapport des modules et non plus une valeur infinie.

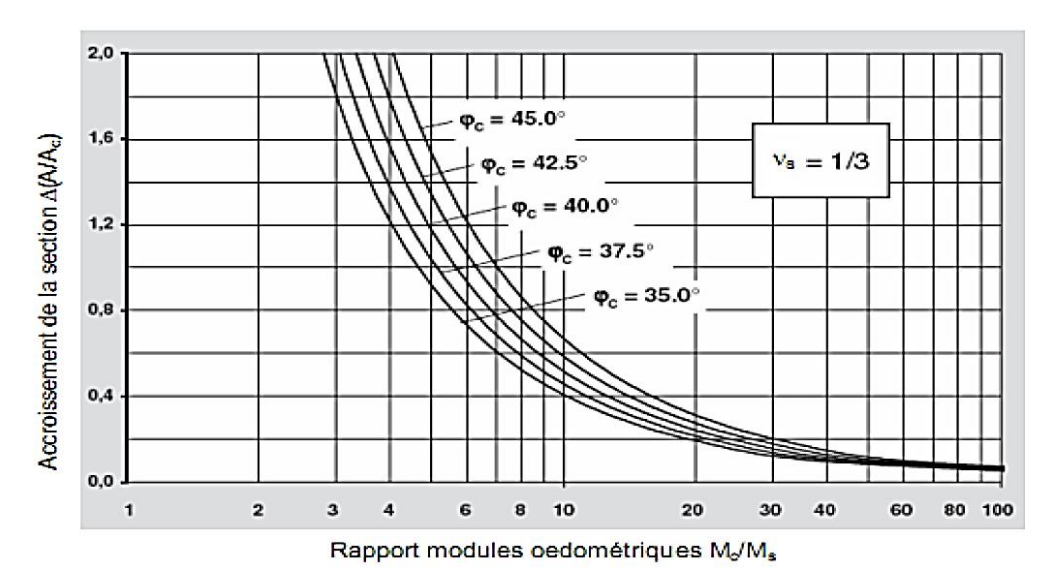


Figure 42:Accroissement de la section en fonction du rapport des modules œdométriques "deuxième abaque de Priebe"

III.3.5.1.2Profondeur de la colonne :

L'hypothèse consistant à négliger les poids volumiques du sol et de la colonne ballastée signifie que la différence de contrainte initiale conduisant à la déformation radiale de la colonne ballastée ne résulte que de la répartition de la contrainte sous la fondation (q) entre la colonne et le sol, et que cette différence est constante sur toute la hauteur de la colonne. Mais s'ajoutent aux charges extérieures les poids respectifs croissant avec la profondeur de la colonne $P_c$et du sol P_s, qui peuvent d'ailleurs être bien supérieurs aux surcharges extérieures.

En prenant en compte ces charges supplémentaires, on constate que la différence de contraintes initiale diminue de manière asymptotique avec la profondeur et que la déformation radiale de la colonne ballastée diminue en conséquence. On peut aussi dire, d'une autre manière que lorsque la contrainte due au poids des terres sus-jacentes augmente, l'étreinte latérale de la colonne ballastée croit aussi, et la colonne ballastée peut en conséquence reprendre une charge plus importante.la relation entre la différence de contrainte et le facteur d'amélioration est de type linéaire. On peut donc déterminer un facteur de profondeur (f_z) qui est le rapport de la différence de contraintes initiale à la contrainte calculée à la profondeur considérée, soit :

$$f_z = \frac{1}{1 + \frac{K_{0c} - \frac{p_c}{p_{c'}}}{K_{0c}} \frac{p_c}{q_c}}$$

$$q_c = \frac{q}{\frac{\overline{A_c}}{A} + \frac{1 - \frac{\overline{A_c}}{A}}{\frac{q_c}{q_s}}}$$

$$\frac{q_c}{q_s} = \frac{0.5 + f\left(\vartheta_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)}{K_{ac} f\left(\vartheta_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)}$$

$$K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c$$

Et qui permet de déterminer le facteur d'amélioration final n_2 prenant en compte le poids des terres et exprimé par : $n_2 = f_z n_1$
Par ailleurs, pour des questions de sécurité, il est recommandé de ne pas tenir compte de l'effet favorable dans le calcul de la contrainte q_s reprise par le sol.
Par souci de simplification, les abaques de la figure 40 tiennent compte d'un poids volumique identique pour la colonne ballastée et pour le sol. Il est recommandé alors de prendre dans les calculs le poids volumique du sol γ_s, qui constitue la valeur la plus faible et permet de se situer du côté de la sécurité.

L'introduction des relations conduit à la valeur du facteur de profondeur, donnée par :

$$f_z = \frac{1}{1 + \frac{K_{0c}-1}{K_{0c}} \frac{\sum \gamma_s \Delta z}{q_c}}$$

$$f_z = \frac{1}{1 - y \frac{\sum \gamma_s \Delta z}{q}}$$

Relation dans laquelle le coefficient d'influence de la profondeur (y) peut être déterminé à partir de l'abaque.
Les pressions du sol et de la colonne augmentent avec la profondeur, ainsi la différence de pression Δp diminue avec la profondeur et la colonne est mieux confinée. Dès lors, le facteur d'amélioration β_1 est multiplié par le facteur de profondeur.

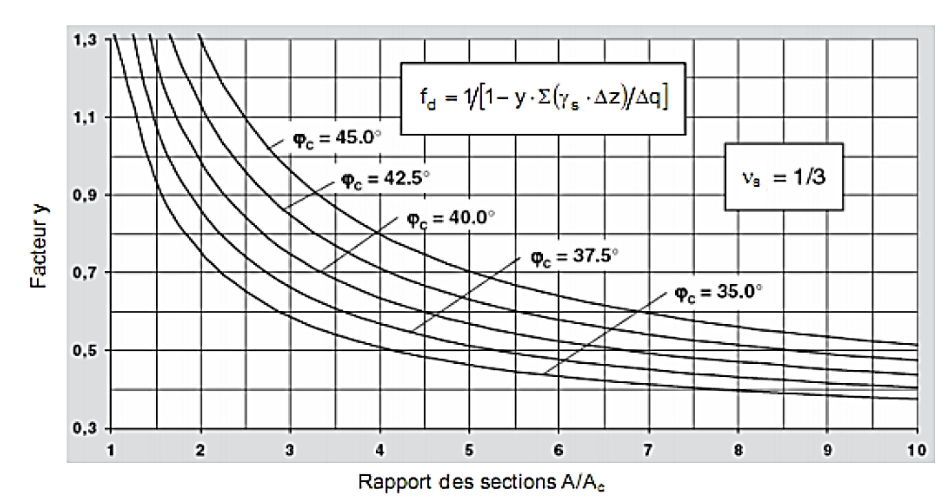


Figure 43: Facteur de profondeur en fonction du taux d'incorporation "troisième abaque de Priebe"

Le facteur d'amélioration final est donné par la relation suivante :$\beta_2 = f_z \times n_1$

III.3.5.1.3Procédure de contrôle des paramètres intervenant des paramètres intervenant dans le dimensionnement

Au cours du processus de dimensionnement, les différentes étapes du calcul ne sont pas reliées mathématiquement entre elles et contiennent des simplifications et approximations.
C'est pourquoi, dans les cas limites, il faut procéder à des vérifications de compatibilité, qui garantissent qu'il n'y a pas plus de charge affectée aux colonnes ballastés que ces dernières ne peuvent reprendre en raison de leur compressibilité. À des profondeurs importantes, l'étreinte latérale du sol peut devenir si grande qu'il n'y aura plus aucune déformation radiale de la colonne ballastée ; mais le facteur de profondeur ne peut pas augmenter jusqu'à l'infini, comme il résulterait de l'hypothèse de la régression linéaire de la différence des contraintes. La première

vérification consiste à limiter la valeur du facteur de profondeur, et en conséquence la valeur de la charge affectée à une colonne ballastée, de manière à ce que le tassement dû à sa compressibilité intrinsèque ne dépasse pas le tassement du sol amélioré. Cette vérification est primordiale dans les sols raides ou compacts où le facteur de profondeur (f_z) doit obéir à l'inégalité suivante : $f_z \leq \frac{E_c/E_s}{q_c/q_s}$

Ce qui revient à limiter le coefficient d'influence de la profondeur(y) conformément aux distributions des abaques présentées sur la figure.

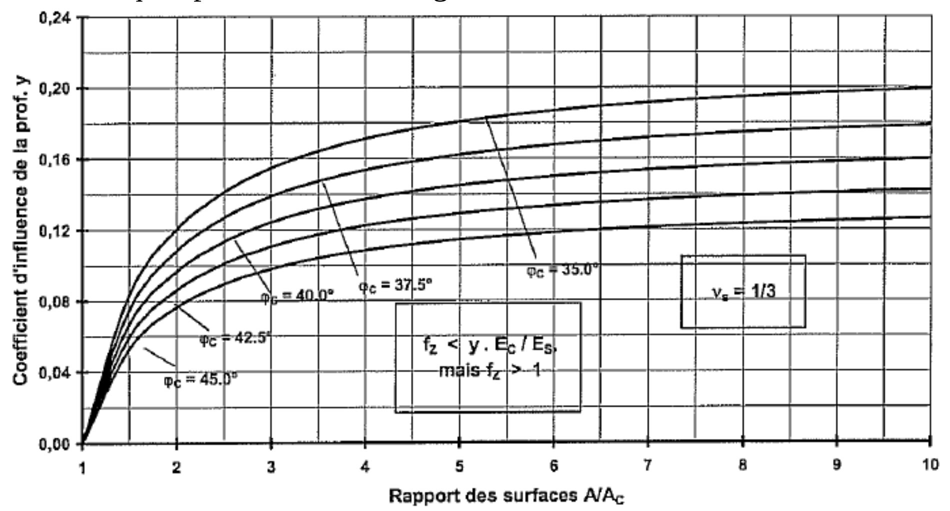


Figure 44:Valeur limite du facteur de profondeur

Le facteur de profondeur (f_z) ne doit jamais être inférieur à 1, même si le calcul conduit à de tel résultat. Dans ce cas, il faut nécessairement procéder à une deuxième vérification de la limite absolue, n_{max} du facteur d'amélioration. Dans une certaine mesure, cette vérification ressemble à la première vérification. Il s'agit de s'assurer que le tassement de la colonne ballastée, dû à sa compressibilité intrinsèque sous la charge appliquée, ne soit pas supérieur au tassement du sol environnant dû à la compressibilité de ce dernier et à la charge résiduelle qu'il supporte. Cette seconde vérification est prépondérante quand le sol est plutôt très mou.

$$n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

Il convient de signaler que dans l'expression précédente , $\frac{A_c}{A}$ désigne le rapport des surfaces non corrigé par le facteur correctif $\Delta(A_c/A)$.En raison de la simplicité de la relation, un abaque n'est pas nécessaire.

III.3.6 Détermination de la résistance au cisaillement du sol amélioré

La mise en œuvre de colonnes ballastées améliore le comportement du sol traité vis-à-vis des contraintes de cisaillement. Alors que sous une sollicitation de cisaillement, des éléments plus rigides se rompront probablement les uns après les autres, les colonnes ballastées se déforment jusqu'à ce qu'une partie de la contrainte de cisaillement soit transférée à la colonne ballastée voisine. Par exemple, une rupture circulaire ne pourra se produire que si la capacité portante totale d'un groupe de colonnes ballastées est dépassée. Les colonnes ballastées reprennent dans ce cas une plus grande part de charge représentée par le coefficient de proportionnalité (m), qui dépend du rapport des surfaces corrigé (A/Ac) et du facteur d'amélioration n, soit :

$$m = \frac{n - 1 + \overline{A_c/A}}{n}$$

Dans la présente méthode, par souci e simplification, la réduction du volume du sol due à la déformation radiale de la colonne ballastée n'est pas prise en compte.

En particulier, dans le cas où la section des colonnes ballastées est importante dans le rapport des surfaces, le terrain reprend une charge plus importante que celle évaluée par le calcul.
Afin de ne pas surestimer la résistance au cisaillement due à la présence des colonnes ballastées et préalablement calculée en fonction de la charge appliquée sur la colonne ballastée et sur le sol, il convient de réduire le coefficient de proportionnalité de la charge supportée par les colonnes ballastées.
On peut pour cela proposer le calcul approché de m' par la relation suivante :

$$\boldsymbol{m'} = \frac{\mathbf{n-1}}{\mathbf{n}}$$

III.3.6.1 L'angle de frottement interne de l'ensemble sol/colonnes

En fonction de la part de la charge totale reprise respectivement par le sol et par les colonnes ballastées, on peut déterminer à partir des angles de frottement internes respectifs de la colonne et du sol la résistance au cisaillement équivalent pour le milieu sol/colonne ballastée, la relation proposée est la suivante :

$$\tan\overline{\varphi} = m'.\tan\varphi_c + (1-m').\tan\varphi_s$$

Comme, dans la plupart des applications pratiques, les cercles de rupture passent à différentes profondeurs qu'il est difficile d'étudier , il est recommandé alors de ne considérer le facteur de profondeur (f_z) que pour l'analyse de la résistance au cisaillement dans des cas nettement précis, c'est-à-dire d'introduire généralement dans le calcul le coefficient de proportionnalité (m_1')qui résulte du facteur d'amélioration (n_1) et non (m_2')qui est calculé à partir du facteur corrigé $n_2 = f_z.n_1$

III.3.6.2 Cohésion de l'ensemble sol/colonnes

La cohésion équivalente de l'ensemble sol/colonnes est exprimée en fonction du rapport des surfaces par la relation :

$$c = \left(1-\frac{\overline{A_c}}{A}\right).c_s$$

La réalisation de la colonne ballastée est probablement la cause de destructions locales de la structure du sol, qui sont difficiles à appréhender. Par mesure de sécurité, il semble raisonnable de tenir compte également de la cohésion en fonction de la répartition des charges, mais en considérant la valeur de m' au lieu de m bien que, du point de vue de la mécanique des sols, une telle hypothèse ne soit pas fondée.

$$c' = (1-m').c_s$$

Dans les sols purement cohérents, la cohésion moyenne c'' s'exprime par : $c" = 0.5(c' + c_s)$.

III.3.6.3 Application

		Court terme	Long terme
Limon	Cohésion c (KPa)	15	0
	Angle de frottement φ_s (°)	0	27
Ensemble sol/colonnes	Cohésion c" (KPa)	9,48	0
	Angle de frottement $\overline{\varphi}$ (°)	30	35

Tableau 3:Caractéristiques du sol après renforcement

III.3.7 Calcul du tassement :

III.3.7.1 Calcul du tassement de consolidation primaire

Le tassement de consolidation secondaire est négligé.
Etant donné que le tassement du sable est relativement faible, on ne s'intéressera qu'au tassement des couches de limons et sable limoneux présentent uniquement. Le calcul sera effectué en confrontant deux méthodes : œdométrique et élastique.
La couche de limons et de sable limoneux seront considérées comme une seule couche de poids volumique $\gamma = 19Kpa$.
Cette couche est considérée normalement consolidée.

III.3.7.1.1Méthode œdométrique :

Le tassement est :

$$S = H_0 \frac{C_c}{1+e_0} \log(1 + \frac{\Delta\sigma_v'}{\sigma_{v0}'})$$

Avec :

H_0: *épaisseur initiale de la couche d'argile* ;
C_c: *indice de compression*
e_0: *indice des vides initial*
$\Delta\sigma_v'$: *contrainte effective due au poids de la digue (surcharge)*;
σ_{v0}': *contrainte effective calculée au milieu de la couche d'argile*;

Les paramètres à utiliser sont :

Poids volumique déjaugé limons	γ'_{limons}	9	KN/m^3
Epaisseur initiale de la couche de limons compressible	H_0	11,6	m
Indice de compression	c_c	0,09	
Indice des vides initial des limons	e_0	2,3	
Surcharge	σ'_0	390	KPa
Pression de préconsolidation	σ'_p	40	KPa
Poids volumique déjaugé sable	γ'_{sable}	9	KN/m^3
épaisseur initiale de la couche compressible	H_0	1,5	m
Contrainte effective	z=1,5m	13,5	Kpa
	z=7,3m	13,5	Kpa
	z=13,1m	117,9	Kpa

La contrainte effective au milieu de la couche de limons est :

$$\sigma_{v0}' = 1{,}5 \times \gamma_{sable}' + \frac{11{,}6}{2} \times \gamma_{limons}' = 65{,}7\ Kpa$$

La contrainte de pré-consolidation est :$\sigma_p' = 40\ KPa$
On remarque que $\sigma_{v0}' > \sigma_p'$, ce qui montre que le sol est *sous-consolidé*. Ceci peut être dû au remaniement des échantillons de limons. Dans ce qui suit, on utilisera σ_{v0}'.
La surcharge est : $\Delta\sigma_v' = 390\ KPa$

III.3.7.1.2Méthode élastique :

Une première approximation peut être appréciée par la formule suivante :

$$S = \sum \frac{H_i \Delta\sigma_i}{E_i}$$

Avec :

H_i: Épaisseur de la couche i ;

$\Delta\sigma_i$: Apport due à la surcharge de la digue au milieu de la couche i ;

E_i : Module d'Young de la couche i

Etant donné que la méthode élastique est moins adaptée aux sols fins, elle donne un résultat inférieur à celui obtenu par la méthode œdométrique. La valeur du tassement est relativement faible.

III.3.7.2 Calcul du tassement immédiat :

Le chargement du terrain provoque une déformation d'ensemble du massif avant toute consolidation. Le phénomène étant rapide, on peut admettre que la déformation s'opère à volume constant car l'eau n'a pas eu le temps d'être expulsée.

Le tassement qui en résulte s'appelle tassement immédiat. Il reste souvent assez faible (parfois négligeable) vis à vis du tassement de consolidation. Le calcul de ce tassement est effectué en supposant un comportement élastique linéaire isotrope à volume constant (v = 0,5). Selon la méthode de Skempton et Bjerrum (1957), on calcule ce tassement par l'expression :

$$s_i = q\frac{BI}{E}$$

Avec

- s tassement immédiat ;
- q contrainte verticale appliquée au sol de fondation ;
- B largeur de la zone chargée ;
- I coefficient d'influence dépendant de la géométrie du remblai et de l'épaisseur du sol compressible.

Divers recueils de tables et d'abaques ont été publiés pour la détermination des déformations élastiques des sols de fondation. Nous ne présenterons ici que la solution de Giroud pour les sols de fondation monocouches.

Le tassement de la surface du sol au point M à la distance X de l'axe du remblai se calcule comme suit, avec les notations de la figure jointe à l'abaque.

Les valeurs des paramètres sans dimension $r_H$et r'_H sont lues sur l'abaque de Giroud en « annexe 1 » en fonction de X/a et H/a pour r_H et de X/a' et H/a' pour r'_H. Le module de déformation E est le module sécant déterminé dans un essai triaxial non consolidé non drainé (E_{uu}).

III.3.8 Données de dimensionnement

D'après les règles de justification en vigueur, les paramètres géotechniques concernant le sol et les colonnes ballastées sont les suivants :

- **Sol encaissant :** poids volumique du sol γ_s, résistance au cisaillementC'_s , angle de frottement φ'_s, paramètres d'élasticité linéaire (E_s, ϑ_s) et angle de dilatance Ψ_s .

- **Colonne ballastée** : poids volumique du ballast γ_c , résistance au cisaillement du ballast C'_c , angle de frottement φ'_c, paramètres d'élasticité linéaire (E_c, ϑ_c) et angle de dilatance Ψ_c.

Le dimensionnement des colonnes ballastées est fondé sur le calcul des paramètres adimensionnels suivants :

- Le taux d'incorporation a ;
- Le rapport de concentration des contraintes n ;
- Le facteur de réduction des tassements β.

Ces paramètres sont déterminés après avoir fixé les paramètres du projet (le diamètre des colonnes, le maillage et les paramètres géotechniques du sol et des colonnes).
Le diamètre de la colonne varie suivant le matériel et la consistance du sol de 0,50 m à 1,20 m, avec des valeurs de projet souvent prises entre 0,70 et 0,80 m. Le maillage est fonction de la charge maximale apportée par l'ouvrage.

Les caractéristiques du ballast sont représentées dans le tableau suivant :

Poids volumique	γ_c	20	KN/m^3
Module élastique	E_c	60	MPa
Coefficient de poisson	ϑ_c	0,33	
Cohésion	C_c	0	KPa
Angle de frottement	φ_c	38	°
Dilatance	Ψ_c	8	°

Tableau 4:Caractéristiques du ballast

Les caractéristiques de la couche de limon sont :

Poids volumique	γ_s	21	KN/m^3
Module élastique	E_s	1,65	MPa
Coefficient de poisson	ϑ_s	0,33	
Cohésion	C_s.	34	Kpa
Angle de frottement	φ_s	33	°
Dilatance	Ψ_s	3	°

Tableau 5: Caractéristique du limon

Remarque : L'incorporation des colonnes ballastées dans la couche de limons entraine le drainage de celle-ci. On travaillera donc avec les caractéristiques drainées.

III.3.9 Calcul numérique

On passe maintenant au calcul du tassement par la méthode de Priebe. Pour ce faire, on se fixe deux couples (diamètre de la colonne, espacement entre les colonnes) différents et on effectue les calculs en utilisant les trois types de maillage. A la fin de ce calcul, on choisira le trinôme (maillage, diamètre, espacement) qui donne un tassement acceptable.
L'optimisation du couple (diamètre de la colonne, espacement entre les colonnes) sera faite par un programme sur Excel, en calculant Le facteur de réduction des tassements β pour différentes variantes du couple.
Dans le programme Excel développé, les variables d'entrée sont le diamètre de la colonne et espacement entre les colonnes.
Le choix du type de maillage se fait par une liste déroulante.
Le programme calcule donc Le facteur de réduction des tassements β qui dépend du diamètre de la colonne et espacement entre les colonnes du type de maillage et de la profondeur.

Sur ce, on calcule le β pour différentes profondeurs :

- à la partie supérieure z=1,5m
- à la moitié de la couche z=7,3m
- à la partie inférieure z=13,1m

D'après les « Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement »

$$d_{min} \geq Max(1{,}20m; 1{,}5D_c)$$
$$d_{min} = 1{,}2m$$

➢ **On choisit le couple $\left(\boldsymbol{D_c = 0.8m}\ ;\boldsymbol{d = 1.8m}\right)$**

III.3.9.1 Maillage triangulaire :

Pour un maillage triangulaire, le diamètre de la zone d'influence est donné par la formule suivante :

$$D_e = \left(\frac{12}{\pi^2}\right)^{\frac{1}{4}} \times d = 1{,}05d = 1.89m$$

Caractéristique des colonnes			
Diamètre de la colonne	D_c	0,8	m
Ecartement	d	1,8	m
Maillage	triangulaire		
Diamètre de la zone d'influence	D_e	1,89	m

Définitions géométriques		
Aire de la colonne	0,502	m^2
Aire de la zone d'influence	2,805	m^2

La profondeur de traitement $L_c = 11{,}6m$

La charge uniformément répartie apportée par le remblai est de : $\sigma_0 = 390\ kPa$

III.3.9.1.1Prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement

D'après le rapport de $\frac{A_c}{A}$ on obtient le taux d'incorporation α :

$$\alpha = \frac{A_c}{A} = 0{,}179$$

On obtient donc le facteur d'amélioration de base, directement à partir de la formule :

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A}\left(\frac{0.5 + f\left(\vartheta_s, \frac{A_c}{A}\right)}{K_{ac} f\left(\vartheta_s, \frac{A_c}{A}\right)} - 1\right) = 1{,}929$$

Avec

$$\begin{cases} f\left(\vartheta_s, \frac{A_c}{A}\right) = \frac{(1-\vartheta_s)\left(1-\frac{A_c}{A}\right)}{1-2\vartheta_s+\frac{A_c}{A}} = 1{,}059 \\ K_{ac} = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right)^2 = 0{,}238 \end{cases}$$

III.3.9.1.2 Prise en compte de la compressibilité du matériau constitutif de la colonne ballastée.

La rigidité relative qui correspond au rapport des modules $\frac{E_c}{E_s}$ est :

$$n_0 = \frac{E_c}{E_s} = 36{,}363$$

Le rapport $\frac{A_c}{A}$ est la plus petite solution positive de la formule :

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = -\frac{4K_{ac}(n_0-2)+5}{2(4K_{ac}-1)} \pm \frac{1}{2}\sqrt{\left[\left[\frac{4K_{ac}(n_0-2)+5}{4K_{ac}-1}\right]^2 + \frac{16K_{ac}(n_0-1)}{4K_{ac}-1}\right]}$$

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = 0{,}893$$

Le facteur d'amélioration réduit n_1 qui prend en compte la compressibilité du matériau de la colonne ballastée est :

$$n_1 = 1 + \frac{A_c}{A}\left[\frac{0.5 + f\left(\vartheta_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)}{K_{ac} f\left(\vartheta_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)} - 1\right] = 1{,}925$$

On ajoute au rapport inverse effectif des surfaces $\frac{A}{A_c}$ le facteur correctif fictif $\Delta(\frac{A}{A_c})$:

$$\frac{\overline{A_c}}{A} = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)} = 0{,}175$$

Avec :

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A}\right)_1} - 1 = 0{,}119$$

III.3.9.1.3 Prise en compte du poids des terres sus-jacentes :

Le facteur de profondeur (f_z) :

$$f_z = \frac{1}{1 + \frac{K_{0c}-1}{K_{0c}}\frac{\sum \gamma_s \Delta z}{q_c}}$$

Avec :

$$K_{0c} = 1 - \sin\varphi_c = 0{,}384$$

Et :

$$q_c = \frac{q}{\frac{\overline{A_c}}{A} + \frac{1-\frac{\overline{A_c}}{A}}{\frac{q_c}{q_s}}} = 1261{,}39\ kPa$$

Et :

$$\frac{q_c}{q_s} = \frac{0.5 + f\left(\vartheta_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)}{K_{ac} f\left(\vartheta_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)} = 6{,}165$$

Le facteur de profondeur (f_z) est calculé pour différentes profondeurs :

- à la partie supérieure z=1,5m :
- à la moitié de la couche z=7,3m
- à la partie inférieure z=13,1m

On fait une vérification des états limites.

Facteur de profondeur f_z	z=1,5m	1,039	OK
	z=7,3m	1,135	OK
	z=13,1m	1,250	OK

Le facteur de réduction des tassements β devient alors :

Facteur de réduction des tassements β	z=1,5m	2,001	OK
	z=7,3m	2,186	OK
	z=13,1m	2,407	OK

Le tassement final est :

$$S_f = \frac{S_i}{\beta}$$

Les résultats sont comme suit :

	tassement avant traitement (m)		facteur de réduction	Tassements final (m)	
	méthode œdométrique	méthode élastique		méthode œdométrique	méthode élastique
z=1,5m	0,70	0,42	2,00	0,353	0,210
z=7,3m	0,46	0,42	2,18	0,213	0,210
z=13,1m	0,39	0,42	2,40	0,163	0,210

III.3.9.2 Maillage carré :

caractéristique des colonnes			
diamètre de la colonne	D_c	0,8	m
écartement	d	1,8	m
Maillage	triangulai		
diamètre de la zone d'influence	carré triangulaire hexagonal	1,89	m

Pour un maillage carré, le diamètre de la zone d'influence est donné par la formule suivante :

$$D_e = \left(\frac{16}{\pi^2}\right)^{\frac{1}{4}} \times d = 1{,}13d = 2{,}034m$$

Caractéristique des colonnes			
Diamètre de la colonne	D_c	0,8	m
Ecartement	d	1,8	m
Maillage	carré		
Diamètre de la zone d'influence	D_e	2,034	m

Définitions géométriques		
Aire de la colonne	0,502	m^2
Aire de la zone d'influence	3,249	m^2

La profondeur de traitement $L_c = 11{,}6m$

La charge uniformément répartie apportée par le remblai est de : $\sigma_0 = 390\ kPa$
On suit la même démarche du cas du maillage triangulaire, les tableaux du programme Excel résument les calculs :

	résultats intermédiaires			
Prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement	taux d'incorporation (a)	a	0,154	
	coefficient de poussée du ballast	K_{ac}	0,238	
	fonction	$f(\vartheta_s, Ac/A)$	1,145	
	facteur initial d'amélioration	n_0	1,78	
Prise en compte de la compressibilité de la colonne	rigidité relative		36,36	
	$(Ac/A)_1$		0,893	
	delta		0,119	
	$\overline{(Ac/A)}$		0,152	
	fonction	$f(\vartheta_s, \overline{(Ac/A)})$	1,155	
	facteur d'amélioration	n_1	1,777	
Prise en compte du poids des terres sus-jacentes	q_c/q_s		6,023	
	q_c		1332,41	
	K_{0c}		0,384	
	facteur de profondeur f_z	z=1,5m	1,037	OK
		z=7,3m	1,127	OK
		z=13,1m	1,234	OK

Résultats finaux			
Facteur de réduction des tassements β	z=1,5m	1,843	OK
	z=7,3m	2,003	OK
	z=13,1m	2,192	OK

Le tassement final est :$S_f = \frac{S_i}{\beta}$

	Tassement avant traitement (m)		facteur de réduction	tassements final (m)	
	méthode œdométrique	méthode élastique		méthode œdométrique	méthode élastique
z=1,5m	0,707	0,420	1,843	0,383	0,228
z=7,3m	0,466	0,420	2,002	0,232	0,228
z=13,1 m	0,394	0,420	2,192	0,180	0,228

III.3.9.3 Maillage hexagonal :

caractéristique des colonnes			
diamètre de la colonne	D_c	0,8	m
écartement	d	1,8	m
Maillage	carré		
diamètre de la zone d'influence	carré triangulaire hexagonal	2,034	m

Pour un maillage hexagonal le diamètre de la zone d'influence est donné par la formule suivante :

$$D_e = \left(\frac{27}{\pi^2}\right)^{\frac{1}{4}} \times d = 1{,}29d = 2{,}322m$$

Caractéristique des colonnes			
Diamètre de la colonne	D_c	0,8	m
Ecartement	d	1,8	m
Maillage	Hexagonal		
Diamètre de la zone d'influence	D_e	2,322	m

Définitions géométriques		
Aire de la colonne	0,502	m^2
Aire de la zone d'influence	2,805	m^2

La profondeur de traitement $L_c = 11{,}6m$
La charge uniformément répartie apportée par le remblai est de : $\sigma_0 = 390\ kPa$
On suit la même démarche du cas du maillage triangulaire, les tableaux du programme Excel résument les calculs :

	Résultats intermédiaires			
Prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement	taux d'incorporation (a)	a	0,119	
	coefficient de poussée du ballast	K_{ac}	0,238	
	fonction	$f(\vartheta_s, Ac/A)$	1,287	
	facteur initial d'amélioration	n_0	1,574	
Prise en compte de la compressibilité de la colonne	rigidité relative		36,3636	
	$(Ac/A)_1$		0,893	
	delta		0,117	
	$\overline{(Ac/A)}$		0,117	
	fonction	$f(\vartheta_s, \overline{(Ac/}$	1,294	
	facteur d'amélioration	n_1	1,573	
Prise en compte du poids des terres sus-jacentes	q_c/q_s		5,828	
	q_c		1452,2	
	K_{0c}		0,384	
	facteur de profondeur f_z	z=1,5m	1,034	OK
		z=7,3m	1,115	OK
		z=13,1m	1,210	OK

Résultats finaux			
Facteur de réduction des tassements β	z=1,5m	1,627	OK
	z=7,3m	1,755	OK
	z=13,1m	1,904	OK

Le tassement final est :

$$S_f = \frac{S_i}{\beta}$$

	tassement avant traitement (m)		facteur de réduction	tassement final (m)	
	méthode œdométrique	méthode élastique		méthode œdométrique	méthode élastique
z=1,5m	0,707	0,420	1,626	0,435	0,258
z=7,3m	0,466	0,420	1,754	0,265	0,258
z=13,1m	0,394	0,420	1,904	0,207	0,258

III.4 Synthèse des résultats

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

D_c(m)	0,8	0,8	1	1,2
recommandations d_{min}(m)	1,2	1,2	1,5	1,8
d (m)	1,8	2	1,5	2
type de maillage	Valeurs de β			
Triangulaire	2,185	1,934	4,600	3,590
Carré	2,003	1,798	3,850	3,101
Hexagonal	1,754	1,610	2,952	2,487

III.5 Conclusion

Compte tenu du calcul fait précédemment on choisira un trinôme (maillage, diamètre, espacement) qui donne une meilleure réduction du tassement ;

On retient le réseau de colonnes caractérisé par :

- un maillage triangulaire ;
- un espacement (d) de 1,5 m ;
- un diamètre (D_c) de 1m.

III.6 Justification de la stabilité au poinçonnement

Pour la stabilité au poinçonnement le schéma de rupture du sol de fondation est supposé analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. Il existe plusieurs théories qui décrivent le mécanisme de poinçonnement.

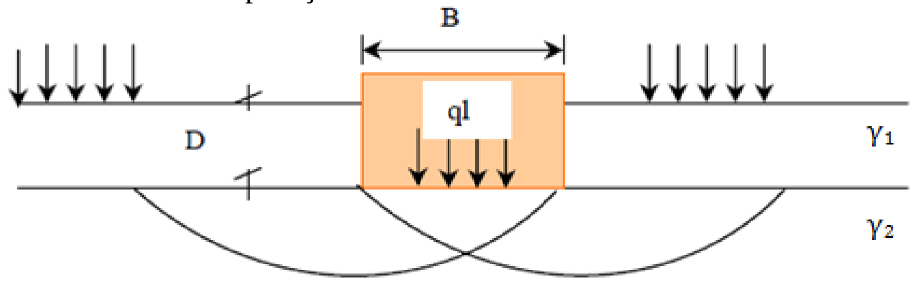


Figure 45:Mécanisme poinçonnement d'une fondation superficielle

Pour ce cas, on applique la méthode de superposition de Terzaghi donnée par la relation générale suivante :

$$q_l = 0.5\gamma_2 B_e N_\gamma(\varphi) + \gamma_1 D N_q(\varphi) + cN_c(\varphi)$$

q_l: Contrainte ultime.
D : Encastrement de la fondation superficielle.
γ_2: Poids volumique du sol sous le niveau de la fondation.
γ_1 : Poids volumique du sol au-dessus du niveau de la fondation.
c : Cohésion du sol sous la base de la fondation.
$N_\gamma(\varphi), N_q(\varphi)$**et** $N_c(\varphi)$**:** facteurs de portance ne dépendant que de l'angle de frottement interne du sol sous la base de la fondation.

L'existence d'une nappe d'eau dans la zone d'influence (D+B) a surtout pour effet de diminuer la contrainte effective dans le sol. C'est le poids volumique des différentes couches du sol qui est affecté. On utilisera donc le poids déjaugé.

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives.
Les paramètres de résistance drainés sont :

$$c = c' \; et \; \varphi = \varphi'$$

Dans ce cas :

$$\boldsymbol{q_l = 0.5\gamma_2{}' B_e N_\gamma(\varphi') + \gamma_2{}' D N_q(\varphi') + c' N_c(\varphi')}$$

Pour le remblai : $\boldsymbol{q_l = 0.5\gamma_2{}' B_e N_\gamma(\varphi') + c' N_c(\varphi')}$

Les valeurs des facteurs de portance $\boldsymbol{N_q}$ et $\boldsymbol{N_c}$ déduites des formules données par A.Caquot et J.Kérisel sont identiques pour tous les auteurs (Ces facteurs sont déduits de considérations théoriques pour un sol isotrope rigide-plastique : solution exacte).

Pour le coefficient N_γ (pour lequel on ne dispose pas de solution exacte), il existe diverses recommandations qui proposent des expressions différentes. On utilisera dans ce qui suit la référence :
Les termes N_q ,N_c et N_γ sont données par les formules :

$$\begin{cases} N_q = tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi . tg\varphi} \\ N_c = \frac{N_q - 1}{tg\ \varphi} \\ N_\gamma = 1.85(N_q - 1). \tan \varphi \\ \text{(Biarez et Nhiem : valeurs retenues par le DTU 13} - 12) \end{cases}$$

III.6.1 Justification à la méthode semi-probabiliste

Cette méthode consiste à comparer la charge due à l'ouvrage et au remblai avec la charge de rupture limite.
L'équation de l'approche semi-probabiliste, pour D nul, est comme suit :

$$\boldsymbol{q_{adm} = \frac{1}{\gamma_q} . q_u}$$

Avec $\boldsymbol{\gamma_q}$ coefficient de sécurité partiel, pris égale à :

- $\gamma_q = 3$ pour l'ELS.
- $\gamma_q = 2$ pour l'ELU.

III.6.2 Justification à la méthode déterministe

Cette méthode consiste à calculer un coefficient de sécurité vis-à-vis du poinçonnement et le comparer avec un coefficient visé, ce coefficient est donné par la formule :

$$\boldsymbol{F = \frac{q_{max}}{\gamma_r . H_r + q}}$$

- $\boldsymbol{q_{max}}$: pression maximale limite sur le sol compressible(KPa).
- $\boldsymbol{q}$: surcharge de l'ouvrage (KPa);
- $\boldsymbol{\gamma_r}$.: poids volumique de remblai en KN/m3 ;
- $\boldsymbol{H_r}$: hauteur du remblai, en m ;

Le coefficient visé est généralement pris égal à 1.5 pour les remblais.

III.6.3 Détermination de la résistance au cisaillement du sol amélioré

La mise en œuvre de colonnes ballastées améliore le comportement du sol traité vis-à-vis des contraintes de cisaillement. Alors que sous une sollicitation de cisaillement, des éléments plus rigides se rompront probablement les uns après les autres, les colonnes ballastées se déforment jusqu'à ce qu'une partie de la contrainte de cisaillement soit transférée à la colonne ballastée voisine. Par exemple, une rupture circulaire ne pourra se produire que si la capacité portante totale d'un groupe de colonnes ballastées est dépassée. Les colonnes ballastées reprennent dans ce cas une plus grande part de charge représentée par le coefficient de proportionnalité (m), qui dépend du rapport des surfaces corrigé (A_c/A) et du facteur d'amélioration n, soit
:

$$m = \frac{\mathrm{n} - 1 + \overline{\mathrm{A_c/A}}}{\mathrm{n}}$$

Dans la présente méthode, par souci de simplification, la réduction du volume du sol due à la déformation radiale de la colonne ballastée n'est pas prise en compte.
En particulier, dans le cas où la section des colonnes ballastées est importante dans le rapport des surfaces, le terrain reprend une charge plus importante que celle évaluée par le calcul.
Afin de ne pas surestimer la résistance au cisaillement due à la présence des colonnes ballastées et préalablement calculée en fonction de la charge appliquée sur la colonne ballastée et sur le sol, il convient de réduire le coefficient de proportionnalité de la charge supportée par les colonnes ballastées.
On peut pour cela proposer le calcul approché de m' par la relation suivante :

$$\boldsymbol{m'} = \frac{\mathbf{n - 1}}{\mathbf{n}}$$

III.6.3.1 L'angle de frottement interne de l'ensemble sol/colonnes

En fonction de la part de la charge totale reprise respectivement par le sol et par les colonnes ballastées, on peut déterminer à partir des angles de frottement internes respectifs des colonnes et du sol la résistance au cisaillement équivalente pour le milieu sol/colonne ballastée, la relation proposée est la suivante :

$$\tan\varphi = m'.\tan\varphi_c + (1 - m').\tan\varphi_s$$

Comme, dans la plupart des applications pratiques, les cercles de rupture passent à différentes profondeurs qu'il est difficile d'étudier , il est recommandé alors de ne considérer le facteur de profondeur (f_z) que pour l'analyse de la résistance au cisaillement dans des cas nettement précis, c'est-à-dire d'introduire généralement dans le calcul le coefficient de proportionnalité (m_1')qui résulte du facteur d'amélioration (n_1) et non (m_2')qui est calculé à partir du facteur corrigé $n_2 = f_z.n_1$

III.6.3.2 Cohésion de l'ensemble sol/colonnes

La cohésion équivalente de l'ensemble sol/colonnes est exprimée en fonction du rapport des surfaces par la relation :

$$c = \left(1 - \frac{\overline{A_c}}{A}\right).c_s$$

La réalisation de la colonne ballastée est probablement la cause de destructions locales de la structure du sol, qui sont difficiles à appréhender. Par mesure de sécurité, il semble raisonnable de tenir compte également de la cohésion en fonction de la répartition des charges, mais en considérant la valeur de m' au lieu de m :

$$c' = (1 - m').c_s$$

III.6.4 Etude manuelle (Application)

Pour être en mesure d'entamer la solution de traitement, il est partant de faire un diagnostic précis du sol en question en évaluant sa capacité portante avant et après traitement.

III.6.4.1 Sol sans traitement

La digue est modélisée par une semelle filante de largeur $\boldsymbol{b = 81\ m}$.

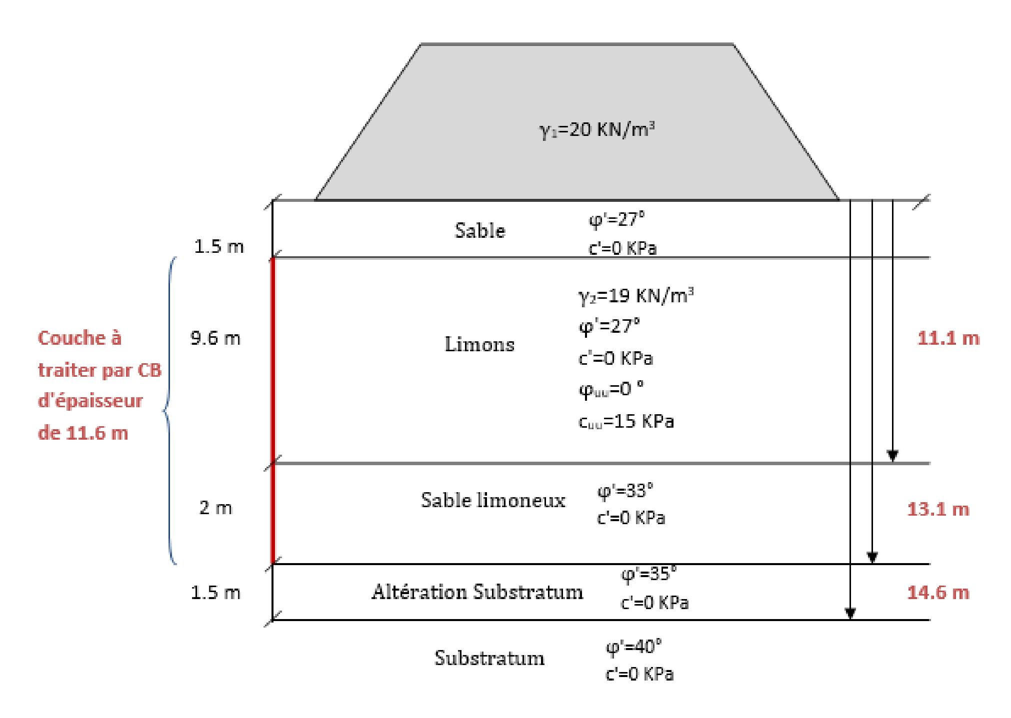


Figure 46:Modèle de la digue du projet

Le remblai est modélisé par une fondation superficielle de largeur équivalente :

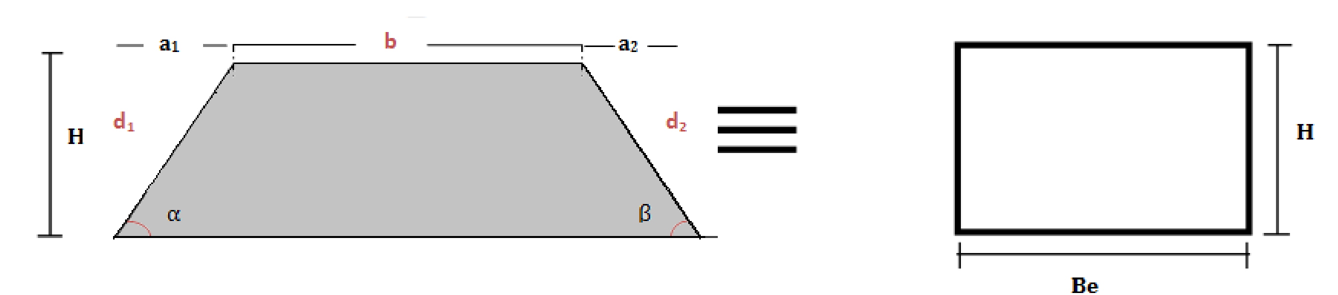


Figure 47:Modélisation du remblai par fondation superficielle rectangle

$$S = B_e.H = b.\mathrm{H} + \frac{1}{2}(\mathrm{d_1 a_1} + \mathrm{d_2 a_2})$$

Or $\begin{cases} \mathrm{d_1} = \frac{\mathrm{H}}{\sin\alpha} \\ \mathrm{d_2} = \frac{\mathrm{H}}{\sin\beta} \end{cases}$ Donc $S = B_e.H = b.\mathrm{H} + \frac{1}{2}.\mathrm{H}\left(\frac{\mathrm{a_1}}{\sin\alpha} + \frac{\mathrm{a_2}}{\sin\beta}\right)$ =>$B_e = b. + \frac{1}{2}.\left(\frac{\mathrm{a_1}}{\sin\alpha} + \frac{\mathrm{a_2}}{\sin\beta}\right)$

A.N : $\begin{cases} a_1 = 28\,m \quad et\ a_2 = 24\,m \\ b = 81\ \mathrm{m} \end{cases}$ Donc $B_e = 68.4$ m

Les caractéristiques du sol sont :

$$\begin{cases} c' = 0\ \mathrm{KPa} \\ \varphi = 27\ ° \end{cases} \quad \text{Donc} \begin{cases} N_q = 13.199 \\ N_c = 49.246 \\ N_\gamma = 11.499 \end{cases}$$

Approche semi probabiliste	Portance limite q_{lim} (KN/m)	8258,679
	Portance admissible q_{adm} (KN/m)	4129,339
Approche déterministe	F_s	21,176

Commentaire:

Vu qu'on a modélisé le remblai par fondation superficielle de largeur $B = 68.4\ m$, la capacité portante est vérifiée à long terme. L'utilisation de colonnes ballastées ne s'avère pas nécessaire en termes de portance car le sol se consolide à long terme mais elle augmente largement la capacité portante.

III.6.4.2 Sol traité par colonnes ballastées

On utilisera la méthode de Priebe pour modéliser l'ensemble sol/colonnes.
Pour évaluer le facteur de sécurité à la rupture de semelles filantes ou isolées reposant sur un sol amélioré par colonnes ballastées , une méthode simple consiste à calculer une largeur de semelle fictive b avec l'angle de frottement interne du sol avant amélioration , pour laquelle on obtiendrait, à l'extérieur de la zone traitée, le même cercle de rupture que sous la semelle réelle reposant sur le sol amélioré.
On utilise pour cela l'angle de frottement interne équivalent $\overline{\varphi}$ du sol amélioré et l'angle φ_s du sol non traité correspond au bord de la semelle (ce qui est en général le cas, mais pas obligatoirement), on obtient l'expression suivante :

$$\overline{b} = b.\exp\left[\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\overline{\varphi}}{2}\right)\tan\overline{\varphi} - \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_s}{2}\right).\tan\varphi_s\right].\frac{\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\overline{\varphi}}{2}\right).\sin\left(\frac{\pi}{2} - \varphi_s\right)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \overline{\varphi}\right).\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_s}{2}\right)}$$

Avec b la largeur équivalente.
La vérification de la sécurité à la rupture circulaire sous la semelle reposant sur un sol amélioré par colonnes ballastées est ensuite menée en substituant cette valeur fictive $\overline{b}$ tout en considérant à la fois l'angle de frottement interne du sol (sans amélioration), une cohésion moyenne calculée sur la largeur équivalente et la zone de rupture à l'extérieur de la semelle.
On considère aussi la cohésion moyenne c'' qui s'exprime par : $c'' = 0.5(c' + c_s)$.

Ensemble sol/colonnes	Cohésion Equivalente c (Kpa)	0
Prise en compte de la répartition des charges	Cohésion c' (Kpa) du sol amélioré	0
Si sol purement cohérent	**Cohésion c'' sol sous semelle**	0
Angle de frottement de l'ensemble sol/colonnes	**ϕ sol amélioré**	35,35

La largeur équivalente du remblai calculée par la méthode de Priebe est : $\overline{b} = 82.523\ m$

Approche semi probabiliste	Portance limite q_{lim} (KN/m)	9963,986
	Portance admissible q_{adm} (KN/m)	4981,993
Approche déterministe	F_s	25,548

N.B : Les colonnes ballastées permettent non seulement de réduire le tassement mais augmentent largement la capacité portante du sol et par conséquent procurent une large marge de sécurité.

III.7 Vérification des modes de rupture

III.7.1 Rupture par cisaillement généralisé

Ce type de rupture suppose que le sol et le ballast de la colonne ont des caractéristiques très proches, ce qui n'est pas le cas ici, de plus il suffit de donner aux colonnes une longueur suffisante pour éviter ce type de rupture car il concerne essentiellement les colonnes courtes. Donc on n'étudiera pas ce cas.

III.7.2 Rupture par poinçonnement

Ce mode de rupture n'est envisagé que pour les colonnes flottantes et lorsque la résistance du sol sous la pointe de la colonne ne peut pas équilibrer la contrainte verticale ( ) qui se transmet dans la colonne. Dans notre cas la colonne est posée sur le substratum rocheux ce cas ne sera pas traité.

III.7.3 Expansion latérale

On utilisera la formule de Greenwood :

$$\sigma'_{clim} = \sigma'_{hlim} \times tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2})^2$$

$$\sigma'_{hlim} = \sigma'_{h0} + k \times C_u$$

Des essais sur modèle réduit de colonne donnent une valeur $K = 6{,}18$ (Nahrgang).

$$\sigma'_{hlim} = 233.8\ KPa$$

La contrainte de rupture $q_r = \sigma'_{clim} = 982.83$ KPa

À l'ELS :$q_{rELS} = \frac{q_r}{2} = 491.42$ KPa

À l'ELU : $q_{rELU} = \frac{q_r}{1.5} = 655.22$ KPa

III.7.4 Vérification

Pour trouver la contrainte qui s'applique sur la colonne après traitement on utilisera les formules suivantes :

$$\sigma_0 = a.\sigma_c + (1 - a).\sigma_s$$

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$$

La contrainte du projet à l'ELS est de $\sigma_0 = 195\ Kpa$

Le programme de calcul Excel donne

- La correction du taux d'incorporation $\frac{\overline{A_c}}{A} = 0.385$
- Le facteur de réduction des contraintes $n = 9.93$

La contrainte dans le sol vaut :$\sigma_s = \frac{\sigma_0}{(n-1)\frac{\overline{A_c}}{A}+1}$

On trouve$\sigma_s = 43.96\ KPa$

D'où la contrainte dans la colonne vaut : $\sigma_c = 436.61\ KPa$

III.7.5 Conclusion

La contrainte dans la colonne ne dépasse pas la contrainte de rupture à l'ELS, il n'y aura pas de rupture des colonnes .la configuration choisie est donc appropriée pour notre cas.

III.8 Accélération de la consolidation par drains verticaux

III.8.1 Calcul du temps de consolidation

Le degré de consolidation est définit par la formule suivante :

$$U_v = \frac{S(t)}{S_\infty} = 1 - \frac{\Delta u}{\Delta u_i}$$

$S(t)$: Tassement à l'instant t ;

S_∞ : Tassement final ;

Δu : Surpression interstitielle due à la surcharge à un instant t

Δu_i : Surpression interstitielle initiale.

Le degré de consolidation peut être approché par les deux fonctions suivantes :

$$U_v = 2.\sqrt{\frac{T_v}{\pi}} pour U_v \leq 50\%$$

$$U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2}.\exp\left[-\frac{\pi^2 T_v}{4}\right] pour U_v \geq 50\%$$

OùT_v est le facteur temps, il est donné par la formule :

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

Avec :

C_v : Coefficient de consolidation

H : Distance de drainage = $\begin{cases} épaisseur de la\ couche\ si\ drainée\ sur\ une face \\ demi - épaisseur\ de\ la\ couche\ si\ drainée\ sur\ deux faces \end{cases}$

Pour un degré de consolidation $U_v \geq 50\%$:

$$U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2}.\exp\left[-\frac{\pi^2 T_v}{4}\right]$$

Le temps de consolidation est obtenu à partir de l'équation précédente :

$$t = \frac{-4H^2}{\pi^2 C_v} \times \ln(\frac{\pi^2}{8}(1 - U_v))$$

On calcule le temps de consolidation pour un degré de consolidation de 90% :

On a :

$$H = \frac{11.6}{2} = 5.8m$$

$$C_v = 2 \times 10^{-7}\ m^2/s$$

Donc le temps de consolidation est :

$$t = 4ans\ 7mois$$

III.8.2 Présentation du problème

La théorie de consolidation verticale de Terzaghi aboutit à un temps de consolidation en termes d'années, ce qui ne respecte pas le délai fourni par le maître d'ouvrage.

Suite à ce problème, on va chercher à réduire la durée de consolidation, ce qui est exprimé par le terme « accélération de la consolidation ».

La relation de définition du facteur temps $\boldsymbol{T_v} = \frac{\boldsymbol{c_v}}{\boldsymbol{d^2}}\boldsymbol{t}$donne $t = \frac{d^2}{c_v}T_v$que l'on cherche à diminuer.

Pour un degré de consolidation fixé U que l'on veut atteindre,T_v est fixé, alors on ne peut agir que sur Cv, en l'augmentant. Pour cela, on peut penser à augmenter la perméabilité k puisque $c_v = \frac{kE_{oed}}{\gamma_w}$.

Cela revient à favoriser le drainage de la couche compressible. D'où on envisage d'utiliser les drains verticaux de sable afin d'accélérer le processus de consolidation.

III.8.3 Principe et méthode de calcul

III.8.3.1 Consolidation verticale

Les Hypothèses de Terzaghi sont :

- La couche compressible est homogène isotrope et saturée ;
- L'écoulement est unidirectionnel ;
- La loi de Darcy est applicable ;
- Le coefficient de perméabilité k est constant dans la couche compressible ;
- Le milieu est infini dans le sens horizontal ;
- La surcharge provoquant la consolidation est uniforme et appliquée instantanément.

Sur la base de ces hypothèses, Terzaghi a élaboré un abaque qui donne le degré de consolidation verticale $\boldsymbol{U_v}$en fonction du facteur temps T_v:

Avec :

$$U_v = 1 - \frac{u_v(r,t)}{u_0}$$

$$T_v = \frac{C_v}{H^2}t$$

Où :

- $\boldsymbol{u_0}$: surpression interstitielle à l'instant initial ;
- $\boldsymbol{u_v}$: surpression interstitielle à l'instant t ;
- H: distance de drainage ;
- C_v: coefficient de consolidation verticale.

$$\boldsymbol{c_v = \frac{k_v E_{oed}}{\gamma_w}}$$

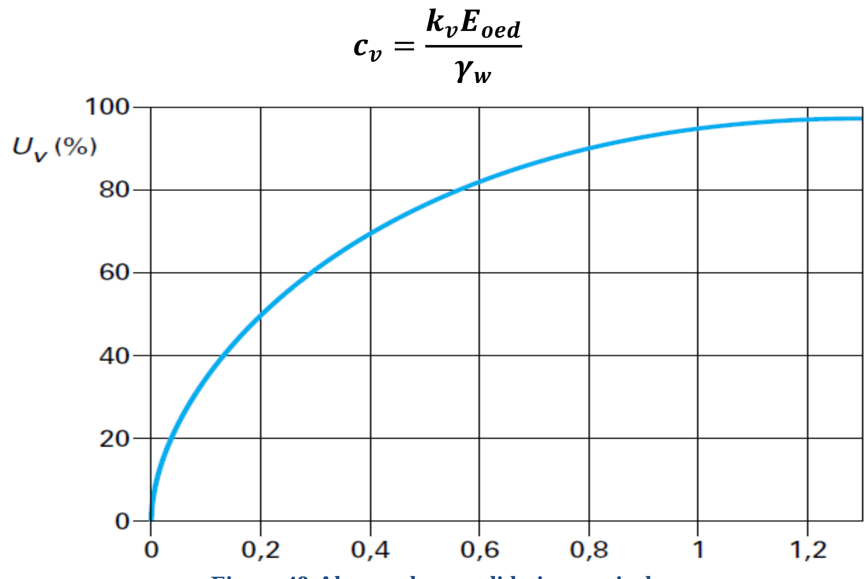


Figure 48:Abaque de consolidation verticale

On rappelle que :

$$U_v = 2.\sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \; pour \; U_v \leq 50\%$$

$$U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2}.\exp\left[-\frac{\pi^2 T_v}{4}\right] pour \; U_v \geq 50\%$$

III.8.3.2 Consolidation radiale

$$C_r\left(\frac{\delta^2(\Delta u)}{\delta r^2} + \frac{1}{r}\frac{\delta(\Delta u)}{\delta r}\right) = \frac{\delta(\Delta u)}{\delta t}$$

$\boldsymbol{c_r}$ *:* Coefficient de consolidation dans le cas où l'eau est expulsée radialement (horizontalement). Ce coefficient est déterminé à l'aide de l'essai œdométrique à drainage radial $\boldsymbol{c_r}$ est donné par la formule :

$$\boldsymbol{C_r = \frac{k_h E_{oed}}{\gamma_w}}$$

Où :

$\boldsymbol{k_h}$ *:* Coefficient de perméabilité horizontale du sol

$\boldsymbol{E_{oed}}$ *:* Module œdométrique du sol.

En pratique, on calcule C_r en fonction de C_v et du rapport des perméabilités $\frac{k_h}{k_v}$ grâce à la formule démontrée ci-dessous :

$c_r = \frac{k_h E_{oed}}{\gamma_w}$ Et $c_v = \frac{k_v E_{oed}}{\gamma_w}$

Donc

$$\frac{c_r}{c_v} = \frac{k_h}{k_v}$$

Pour la résolution de l'équation différentielle, Barron se base sur les hypothèses suivantes :

L'écoulement de l'eau expulsée se produit conformément à la loi de Darcy ;

- La zone d'influence d'un drain à une forme cylindrique ;
- A l'instant t = 0 toute la charge extérieure est supportée par l'eau interstitielle ;
- Le sol ne se déforme que dans la direction verticale ;
- La charge est appliquée instantanément et est distribuée uniformément sur toute la surface d'influence du drain.

Lors de la résolution de cette équation, les conditions aux limites sont les suivantes :

L'eau ne s'écoule pas à travers la surface latérale du cylindre du sol :

$$\frac{\delta u}{\delta r} = 0 \; pour \; r = D_d$$

Le drain vertical est totalement perméable.

Hansbo (1979) a proposé pour le calcul du degré de consolidation radiale l'expression suivante :

$$U_r = 1 - exp(\frac{-8 * T_r}{F(N)})$$

T_r *:* désigne le facteur du temps :

$$T_r = \frac{C_r}{D^2} t$$

$D = 1.05L$: Le diamètre de la zone d'influence du drain
$F(N)$C'est le facteur correspondant à la théorie de Barron, il s'exprime comme suit :

$$F(N) = \frac{n^2}{n^2 - 1} * ln(n) - \frac{3}{4}$$

La valeur de n est donnée par :

$$n = \frac{D_e}{D_d}$$

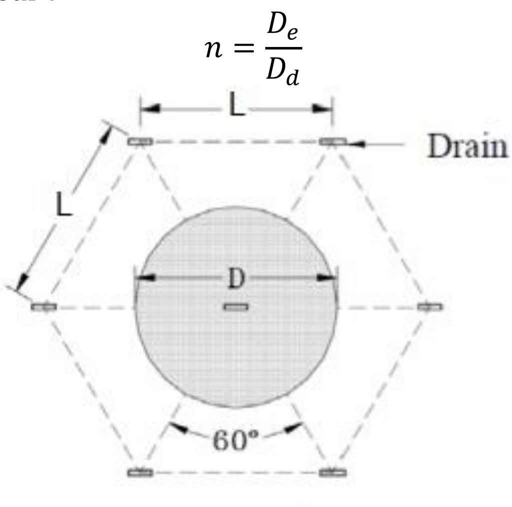


Figure 49:Diamètre de la zone d'influence du drain pour maillage triangulaire

Cette solution peut être mise sous forme d'abaques de détermination des valeurs de $D_e$et n qui fournissent un degré de consolidation radiale $U_r$donné, au bout d'un temps t, dans un sol de coefficient de consolidation radiale donné C_r.

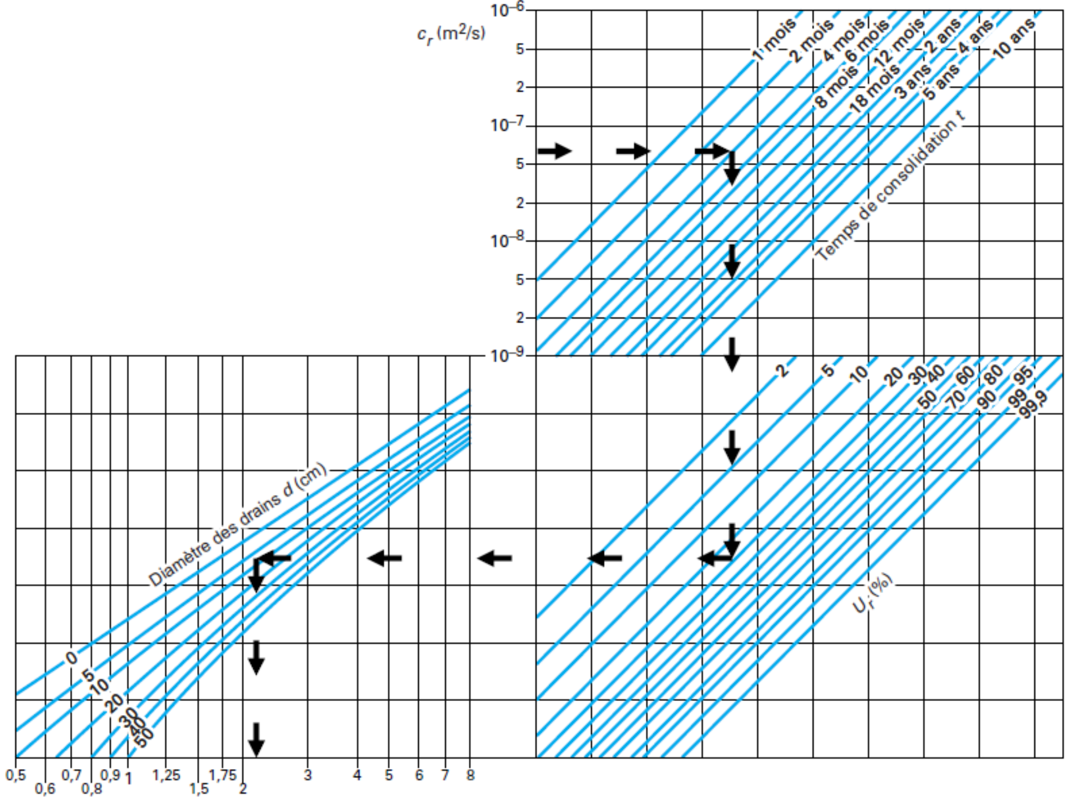


Figure 50:Abaque à lecture directe de Barron

Il existe un autre abaque de Barron qui donne le degré de consolidation radiale U_r en fonction du facteur de temps T_r, et du rapport $n = \frac{D_e}{D_d}$

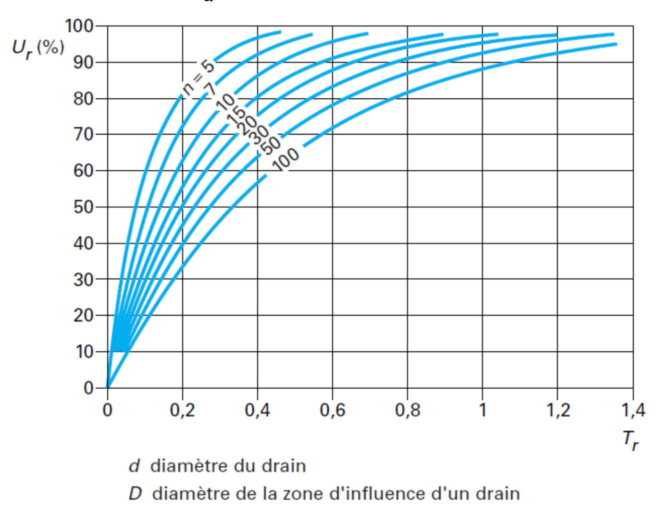


Figure 51:Deuxième abaque de Barron

III.8.3.3 Equation de Carillo

La théorie de la consolidation de Terzaghi peut être généralisée à trois dimensions. L'équation qui régit le phénomène s'écrit alors, en coordonnées semi-polaire :

$$C_r\left(\frac{\delta^2(\Delta u)}{\delta r^2}+\frac{1}{r}\frac{\delta(\Delta u)}{\delta r}\right)+C_v\frac{\delta^2(\Delta u)}{\delta z^2}=\frac{\delta(\Delta u)}{\delta t}$$

- Afin de prendre en compte la consolidation horizontale et verticale, le théorème de Carillo combine les deux degrés de consolidation U_v et U_r en un instant quelconque t, afin de donner un degré de consolidation globale U et ce grâce à la formule :

$$\begin{cases} 1-U=(1-U_v)\,(1-U_r)(\text{Relation de Nabor Carrillo.}) \\ U_v \text{et} U_r \text{ sont respectivement le degré de consolidation verticale et horizontale.}\end{cases}$$

- Pour l'écoulement vertical unidimensionnel, le facteur Temps T_va pour expression :

$$T_v=\frac{C_v}{d^2}t$$

- Pour l'écoulement radial, le facteur Temps T_ra pour expression :

$$T_r=\frac{C_r}{{D_d}^2}t$$

Où :
C_r: Coefficient de consolidation radiale
D_d: Diamètre de la zone d'influence du drain

Dans la pratique, pour déterminer le temps de consolidation du sol traité par drains verticaux, on suit la démarche suivante qui consiste à :

- Choisir le couple (diamètre du drain, espacement entre les drains) ;
- Fixer le maillage du réseau des drains (triangulaire, carré ou hexagonal) ;
- Evaluer le degré de consolidation verticale en fonction du temps par la théorie de Terzaghi
- Evaluer le degré de consolidation radiale en fonction du temps par la théorie de Barron ;
- Combiner les degrés de consolidation verticale et radiale moyennant l'équation de Carillo;
- Trouver le temps de consolidation relatif à un degré de consolidation fixé.

III.8.4 Dimensionnement des drains verticaux :

Dans ce calcul, on considérera un maillage triangulaire et la comparaison se basera sur des diamètres et des espacements différents des colonnes de drains.

d_d :Espacement entre les colonnes des drains

D_d: Diamètre des colonnes des drains

III.8.4.1 Etude d'exemple :

$$(d_d; D_d) = (3m; 0{,}5m)$$

III.8.4.1.1Critères de projet

Le diamètre de la zone d'influence dans ce cas est :

$$D_e = 1{,}05d = 3{,}15m$$
$$D_d = 0{,}5m$$

La profondeur de traitement est : $H = 11.6\ m$

III.8.4.1.2Calcul du degré de consolidation verticale

Pour un état du limon normalement consolidé on a $C_v = 2 \times 10^{-7}\ m^2/s$

Donc $T_v = \frac{C_v t}{H^2} = 5{,}94 \times 10^{-9}\ t$

Ainsi pour un degré de consolidation verticale $U_v \geq 50\%$, on obtient :

$$U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2}.\exp\left[-\frac{\pi^2 T_v}{4}\right]$$
$$U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2}.\exp[-1.46 \times 10^{-8} t]$$

III.8.4.1.3Calcul du degré de consolidation radiale

Le coefficient de consolidation radiale s'écrit selon la formule :

$$C_r = \frac{k_h}{k_v} \times C_v$$

k_h, $k_v$étant les perméabilités horizontale et verticale et le coefficient de consolidation verticale.

On calcule pour un sol isotrope. On considère que :$\frac{k_h}{k_v} = 1$ cas défavorable car la perméabilité horizontale est supérieure à la perméabilité verticale

Donc $C_r = C_v = 2 \times 10^{-7}\ m^2/s$

Et on a : $n = \frac{D_e}{D_d} = \frac{3{,}15}{0{,}5} = 6{,}3$

Le facteur correspondant à la théorie de Barron est : $F(6{,}3) = 1{,}14$

Et :$T_r = \frac{C_r t}{{D_e}^2} = 2.01 \times 10^{-8} t$

Donc :

$$U_r = 1 - \exp\left[-\frac{8 \times T_r}{F(6{,}3)}\right]$$
$$U_r = 1 - \exp[-1.42 \times 10^{-7} t]$$

III.8.4.1.4Temps de consolidation

Le degré de consolidation globale est d'après la relation de Nabor Carillo:

$$\mathbf{1 - U = (1 - U_v)\ (1 - U_r)}$$
$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2}.\exp[-1.57 \times 10^{-7} t]$$

Pour un degré de consolidation globale de 90% et d'après cette formule, on estime le temps de consolidation :$t \approx 5$mois

III.8.4.2 Synthèse des résultats

Les résultats de calcul pour différentes variantes sont regroupés dans le tableau suivant :

Diamètre D_d(m)	**d(m)**	**De (m)**	**n**	**F(n)**	**t (mois)**
0,3	2	2,1	7	1,24155198	2,79
	2,5	2,625	8,75	1,45102443	4,90
	3	3,15	10,5	1,62516572	7,52
0,4	2	2,1	5,25	0,97972578	2,22
	2,5	2,625	6,5625	1,18190047	4,06
	3	3,15	7,875	1,3515468	6,39
0,5	2	2,1	4,2	0,78549992	1,80
	2,5	2,625	5,25	0,97972578	3,40
	3	3,15	6,3	1,14442016	5,50

III.8.5 Exécution des drains

Le procédé le plus simple consiste à forer un trou à l'aide d'une tarière mécanique à âme creuse que l'on remonte au fur et à mesure qu'on déverse du sable. On utilise en général des diamètres de 0,40 m à 0,80 m avec des espacements de 2,50 m à7,50 m. Par la suite on a utilisé comme matériau drainant des mèches en carton ou en textile non tissé. Leur mise en œuvre est plus rapide et plus propre. Il n'y a pas d'apport de matériau filtrant (le sable). Leurs inconvénients sont une durée de vie réduite et une faible aptitude à la déformation lorsque des fluages locaux se produisent lors du tassement de la couche compressible.

On utilise maintenant des drains à âme plastique (géodrain). En plus de la propreté, de la rapidité de mise en œuvre, ils présentent l'avantage d'une durée de vie améliorée et d'une grande souplesse sans étranglement lors des fluages.

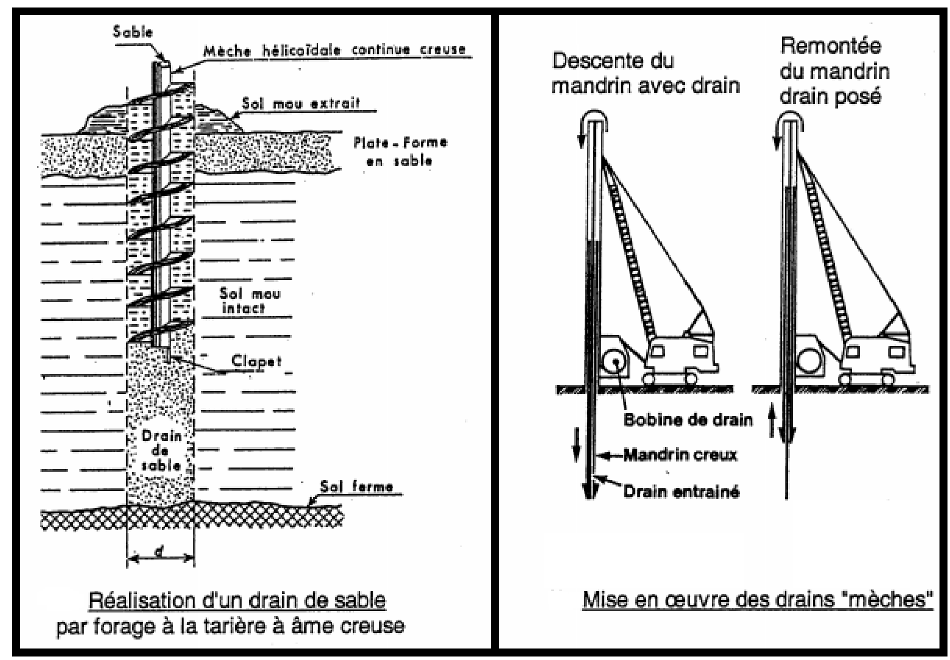


Figure 52:Mise en œuvre des drains

III.8.6 Conclusion

La consolidation du sol s'étale sur plusieurs années. Suite à ce problème, on avait à proposer une solution pour réduire la durée de consolidation, raison pour laquelle on a envisagé d'utiliser les drains verticaux de sable afin d'accélérer le processus de consolidation.
L'utilisation d'un réseau de drains verticaux permet non seulement d'accélérer la consolidation de la couche de limons, mais aussi d'aboutir à une amélioration de la cohésion.
Par conséquent, le traitement par drains verticaux contribuera à réduire la durée de construction de la digue en apportant une amélioration de la résistance au cisaillement du sol mou sous la charge de la digue entière au fur et à mesure de l'avancement des travaux, ce qui mènera à une meilleure stabilité à court terme.
Ce traitement pourra être utilisé pour résoudre le problème du tassement de la couche de limons. Etant donné que la consolidation se fera de manière continue et relativement rapide pendant la construction de la digue, la couche de limons atteindra son tassement final après l'achèvement des travaux. On pourra alors anticiper ce tassement en disposant un soubassement en enrochement. Cette assise servira à compenser le déplacement vertical de la digue et par suite de conserver son dimensionnement vis-à-vis des contraintes hydrauliques.
Cette méthode est efficace dans la mesure où elle a contribué à la diminution du temps de consolidation de façon considérable, et par conséquent elle nous a permis la construction de la digue en **5 mois**, temps qui respecte bien le délai fixé par le maître d'ouvrage.
Un réseau de drains de 30 cm de diamètre et espacés de 2.5 m permet de réduire le temps de consolidation de 4 ans à presque 5 mois, ce qui montre l'efficacité de ce type de traitement.

III.9 Modélisation avec Plaxis

III.9.1 Présentation du logiciel

Le logiciel Plaxis est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2001.
Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que Plaxis est utilisé par de nombreux ingénieur géotechnique de nos jours, dans le monde entier.

III.9.1.1 Les points forts de Plaxis

Le logiciel procure de nombreux avantages, parmi lesquels :

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats ;
- Générateur automatique de maillage ;
- Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement ;
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation ;
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure ;
- Calculs de coefficient de sécurité ;

III.9.1.2 La démarche de modélisation avec Plaxis

Le cheminement et principales étapes d'un calcul sous Plaxis :

III.9.1.3 Géométrie

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

• Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol,

• L'outil « plates » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion,

Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres, des coques, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. Principalement, les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation

• « Anchor » qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.

• L'outil «geogrid», sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion.

Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les ancrages.

III.9.1.4 Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est à dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieurs de la géométrie.

Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée.

Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.…..).

III.9.1.5 Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrille, etc.….), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d`éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainé, non drainé ou non poreux).

Une fois les propriétés des différents matériaux définies on peut générer le maillage.

III.9.1.6 Maillage

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options « refine » dans le « mesh menu ».

Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

III.9.1.7 Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes:

Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé.

L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposé(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un « switch bouton » permet d`accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation.
La première qui s'appelle “initiale pore pressure” permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes.
La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l`intérieur du massif (poids propre et sous pression).
Les conditions initiales déterminent l'état initial du sol avant l'application des chargements, cet état est lié à la présence de la nappe d'eau, et du coefficient de poussée des terres au repos K_0.
Le logiciel Plaxis calcul automatiquement le coefficient K_0 via la formule de Jaky :

$$K_0 = 1 - \sin\varphi$$

Remarque :

La formule de Jaky est valable pour les sols grenus et pour les argiles normalement consolidées, et elle donne des valeurs voisines de 0,5.
Pour les argiles surconsolidées, il est conseillé d'utiliser la formule de LARSON Schmith définie par :

$$K_0 = K_{ONC}.(OCR)^{1.2\sin\varphi}$$

Avec : K_{ONC}: est le coefficient donné par la formule de Jaky ;
OCR : est le degré de surconsolidation.

Pour notre cas, la valeur de K_0 est prise égale à 0,5 pour le sol et pour le ballast.
Concernant les conditions initiales relatives à la présence de l'eau dans le sol, elles sont définies en déterminant le niveau initial de la nappe d'eau, et en définissant les conditions aux limites relatives à l'écoulement (drainé ou non-drainé), et à la consolidation (consolidé ou non-consolidé).

III.9.1.8 Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir “calculation”. L'interface “input” de « Plaxis » se ferme et laisse la place à une nouvelle interface: “calculation”. Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction. De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante. Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servie à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut-être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés.
Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc.……
D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple).Un certain nombre de type de calcul peuvent être simulés (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique).
Une fois le phasage de l'étude terminée, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur «calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « output »

Remarque :

Plaxis permet d'effectuer deux types de calculs en consolidation :

- Les calculs effectués à l'aide de l'outil « staged construction » qui permet de visualiser le sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps donné fixé par l'utilisateur.
- Les calculs effectués à l'aide de l'outil « minimum pores pressure » qui consiste à déterminer le temps et l'état du sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps suffisamment long pour que la pression interstitielles soit partout inférieur à la valeur fixée par l'utilisateur.

III.9.1.9 Visualisation des Résultats

Plaxis permet la sortis des résultats suivants:

- la déformée du maillage
- les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux)
- les déformations
- les vitesses et les accélérations (quand on effectue un travail en dynamique)
- les contraintes totales
- les contraintes effectives
- le coefficient de surconsolidation
- les points de déformation plastique
- le degré de saturation
- le champ d'écoulement
- le niveau de l'eau
- l'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine.

Ces résultats sont visibles sous trois formes :

- de vecteurs
- d'iso-valeur par zone (« Shading »)
- courbe contour des différentes zones

III.9.2 Choix du modèle de comportement

Le choix d'un modèle de comportement est essentiellement fait à partir des données géotechniques disponibles. Dans le cas de la disponibilité des essais de laboratoire et si les délais de l'étude le permettent, il est possible de déterminer les paramètres des lois de comportement complexes et d'utiliser ces dernières pour représenter les ouvrages géotechniques dans la modélisation du problème posé. Toutefois, ce type d'étude est très rare pour un dimensionnement, dans la majorité des études quand la méthode des éléments finis est requise, les ingénieurs préfèrent utiliser des lois élastoplastiques parfaites comme celle de Mohr-Coulomb qui font appel à des données géotechniques familières et facilement accessibles, même si les résultats ne correspondent pas toujours à la réalité, [Mestat, 1994].

Le choix d'un modèle de comportement et l'introduction des paramètres de calcul d'une étude géotechnique ne peut se faire sans une bonne connaissance :

- De la nature et des caractéristiques du sol traité et sous-jacent : coupes de sondages,
- résultats des essais mécaniques en laboratoire ou en place…,
- De la nature, des caractéristiques et des méthodes d'exécution de la fondation proprement dite,
- Des sollicitations de service ou exceptionnelles,
- De la nature et du comportement de la structure à fonder.

Les contraintes rencontrées dans la simulation numérique par la méthode des éléments finis dans la géotechnique résident dans l'hétérogénéité du milieu et la difficulté de déterminer les paramètres de comportement représentatifs ainsi que la difficulté de la prise en compte des conditions hydrogéologiques du site (influence des fluctuations de nappes, conditions de drainage et les écoulements).
Les modèles les plus connus dans le domaine des géo matériaux sont les suivants :

- Critère de Mohr- Coulomb (plasticité parfaite),
- Critère de Drucker Prager,
- Modèle élastique non linéaire de Duncan,
- Critère de Von Mises,
- Critère de Lade,
- Critère de Matsuaka,
- Critère de Cam,
- Critère de Cam Clay modifié,

Pour simuler le comportement d'un sol, le logiciel Plaxis, comporte plusieurs modèles. Chacun des modèles est conçu pour décrire le comportement d'un type de sol, et nécessite un certain nombre de paramètres.

III.9.2.1 Modèle élastique linéaire:

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E, et le coefficient de Poisson. Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

III.9.2.2 Modèle de Mohr-Coulomb:

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young, E, le coefficient de Poisson υ, la cohésion c, l'angle de frottement φ, et l'angle de dilatance Ψ.

III.9.2.3 Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model):

C'est un modèle élastoplastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

III.9.2.4 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) :

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écrouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

III.9.2.5 Modèle pour les sols mous (Soft Soil model):

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

III.9.2.6 Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model):

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

III.9.3 Modèle de Mohr Coulomb

La modélisation effectuée par le code PLAXIS 2D pour le cas d'études est basée sur l'application du critère de plasticité de Mohr- Coulomb.
Le choix de ce modèle est justifié par le nombre limité de données géotechniques disponibles et la concordance de ce critère avec la nature pulvérulente des colonnes ballastées introduites dans le sol et qui mettent en jeu essentiellement le frottement inter granulaire (φ_c) pour l'amélioration du sol et l'homogénéisation des terrains.
La plupart des modèles des sols renforcés par colonnes ballastées examinés dans la littérature spécialisée, se sont basés sur le critère de Mohr- Coulomb. [Dhouib et Blondeau, 2005]

La résistance au cisaillement est donnée par : $\tau = C + \sigma \cdot tan\phi$
Le paramètre ψ représente l'angle de dilatance du matériau. La loi élastoplastique est associée lorsque l'angle de dilatance est égal à l'angle de frottement. Les essais de laboratoire montrent qu'une loi d'écoulement associée conduit à une surestimation des déformations volumiques, par conséquent, l'angle de dilatance est toujours inférieure à l'angle de frottement.
A défaut de valeurs expérimentales précises, on peut admettre pour les matériaux pulvérulents la relation empirique suivante (Mestat, 1994) : $\varphi - \psi = 30$
La résistance au cisaillement est une fonction linéaire qui est donné par l'expression suivante :

$$\tau = C + \sigma . tan\phi .$$

III.9.4 Types de comportement des matériaux :

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont censés représenter les caractéristiques effectives du sol, autrement dit la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Or les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions du squelette solide avec l'eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol :

III.9.4.1 Comportement drainé (Drained behaviour):

Avec cette option, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est le cas des sols secs et des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement du sol à long terme.

III.9.4.2 Comportement non drainé (Undrained behaviour):

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités ou à cause d'une vitesse de chargement élevée.

III.9.4.3 Comportement non poreux (Non-porous behaviour):

En utilisant cette option pour une couche de sol, aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches ou au comportement des structures.

III.9.5 Les caractéristiques mécaniques:

Concernant les caractéristiques mécaniques comme les densités de sol γ_{sat}etγ_{unsat}, le coefficient de Poisson, l'angle de frottement, le module œdométrique $\mathbf{E_{oed}}$,ou la cohésion C, sont ceux du projet réel.

III.9.5.1 Poids volumique saturé et non saturé :

Le poids volumique non saturé s'applique à tous les matériaux au-dessus de la nappe phréatique et le poids volumique saturé à tous les matériaux situés sous la nappe. Pour les matériaux non poreux, seul le poids non saturé est significatif et il correspond au poids total unitaire.

III.9.5.2 Perméabilités :

Les perméabilités ont la dimension d'une vitesse. La donnée des perméabilités est nécessaire pour des analyses de consolidation et des calculs d'écoulement. Il faut donc spécifier les perméabilités de chaque couche. PLAXIS distingue une perméabilité horizontale et une perméabilité verticale, puisque dans certains types de sols, il peut y avoir une différence significative entre ces deux perméabilités.

III.9.5.3 Module d'Young :

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle de Mohr-Coulomb. Un module de déformation à la dimension d'une contrainte.
En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50}. Pour des argiles très sur-consolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50}.
Le module élastique du sol$\mathbf{E_s}$est lié au module oedométrique $\mathbf{E_{oed}}$par la formule:

$$\mathbf{E_{oed}} = \frac{(\mathbf{1} - \boldsymbol{\nu})}{(\mathbf{1} - \mathbf{2}\boldsymbol{\nu})(\mathbf{1} + \boldsymbol{\nu})} \mathbf{E_s}$$

III.9.5.4 Coefficient de Poisson :

Dans la plupart des cas, les valeurs de seront comprises entre 0.3 et0.4.

III.9.5.5 Cohésion :

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé d'entrer au moins une valeur faible (on prend$c = 0.1\ KPa$).

III.9.5.6 Angle de frottement :

L'angle de frottement φ est entré en degrés. Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés. L'angle de frottement conditionne la résistance au cisaillement au moyen des cercles de contrainte de Mohr.

III.9.5.7 Angle de dilatance :

L'angle de dilatance, est donné en degrés. Les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$), sauf pour les couches très sur-consolidées.
La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est $\psi\ = \phi\ - 30$.
Dans la plupart des cas, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de φ inférieures à 30°. On retient la corrélation suivante, représentative de nombreux sables (Dano, 2001) :

$$\psi = \phi - 30$$

Dans la plupart des cas, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de φ inférieures à 30°.

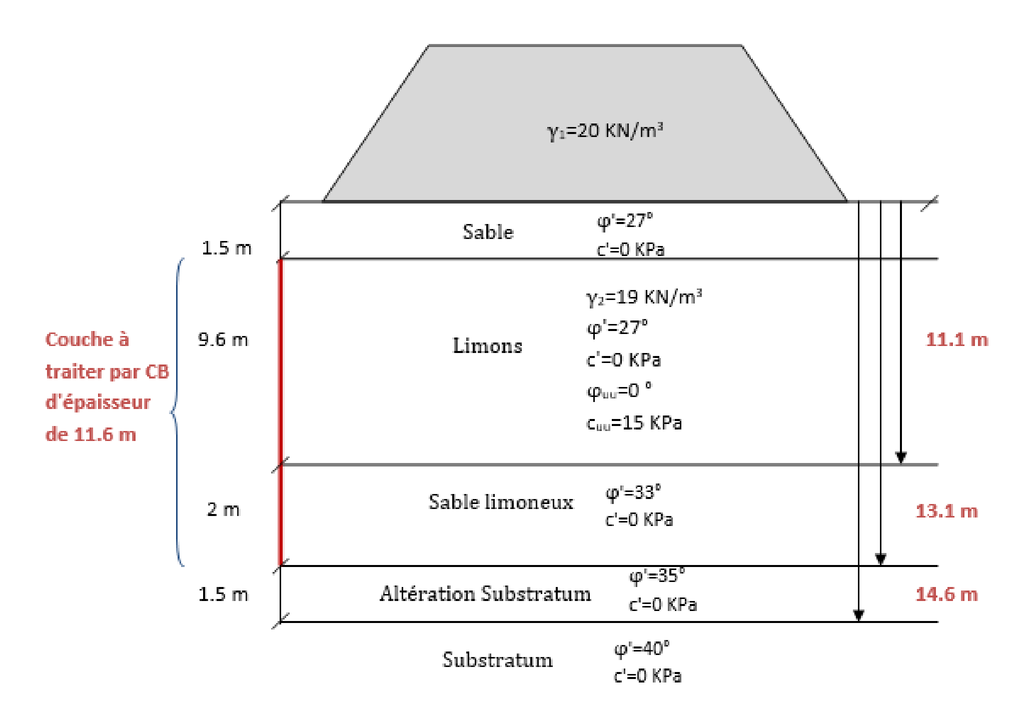
III.10 Cas de notre projet:

Dans cette partie, on s'intéresse à la modélisation de la digue fondée sur un sol de qualité médiocre, et ceci avant et après renforcement par colonnes ballastées. En vue de modéliser le sol renforcé, on se contentera d'un modèle d'homogénéisation simplifiée, en assimilant le sol traité à un milieu homogène équivalent.

Dans la pratique, on procédera tout d'abord à la définition de la géométrie du sol de fondation et l'introduction des conditions aux limites. On assignera à chaque couche le type de matériau correspondant ainsi que ses caractéristiques mécaniques. Cette opération sera suivie de la génération du maillage et la définition des conditions initiales. On finira par effectuer les calculs et afficher les résultats.

III.10.1 Géométrie du modèle et conditions aux limites

La géométrie du sol de fondation est obtenue à partir de la lithologie des sondages. Les conditions aux limites seront prises par défaut. Une charge d'exploitation de 5kPa est intégrée en tête de la digue.



Le détail des matériaux constituant la digue est présenté dans l'annexe 3.

La géométrie du modèle sur PLAXIS est donnée par la figure suivante :

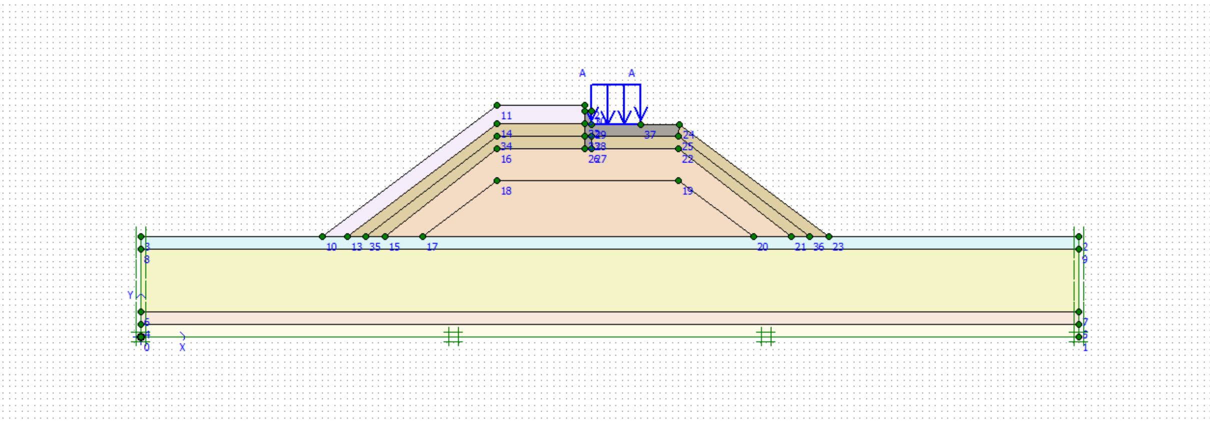


Figure 53:Géométrie du modèle sur PLAXIS

III.10.2 Propriétés des matériaux

III.10.2.1 Loi de comportement du sol

On utilisera le modèle de Mohr-Coulomb pour modéliser les couches de sol et Les autres matériaux constitutifs de la digue .Le modèle élastique linéaire sera assigné à la dalle en béton dans la digue.

III.10.2.2 Paramètres des matériaux

Les caractéristiques des matériaux constitutifs des différentes couches du sol support sont représentés dans le tableau suivant :

		Sable lâche légèrement limoneux	**Limon**	**Sable limoneux moyennement dense**	**Altération substratum**
Poids volumique	$\gamma_{sat}(KN/m^3)$	18	19	19	19
	$\gamma_{unsat}(KN/m^3)$	19	19,5	20	20,5
Perméabilité	$K_x(m/jour)$	1	0	0	0
	$K_y(m/jour)$	1	0	0	0
Module élastique	$E\ (MPa)$	5	2	25	33
Coefficient de poisson	ϑ	0,33	0,33	0,33	0,33
Cohésion	**c (KPa)**	0,1	0,1	0,1	0,1
Angle de frottement	$\varphi(°)$	30	27	33	35
Dilatance	$\psi(°)$	0	0	3	5

III.10.3 Génération du maillage

Lorsque le modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, on lance alors la génération du maillage automatique afin de réaliser le calcul par éléments finis. Concernant la finesse du maillage, on a choisi l'option « très fin ».

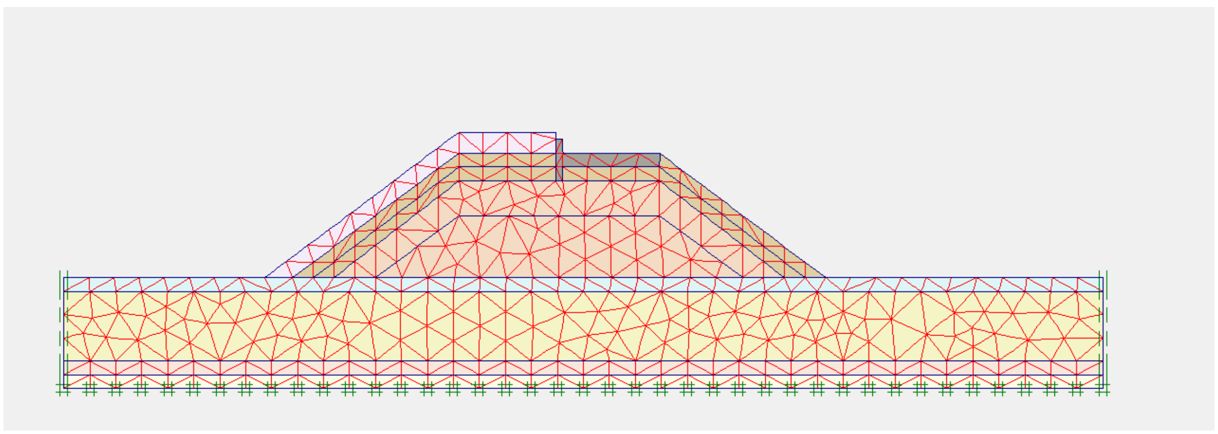


Figure 54:Maillage du modèle

III.10.4 Conditions initiales

III.10.4.1 Nappe phréatique

En ce qui concerne les conditions initiales relatives à la présence de l'eau dans le sol, elles sont définies en déterminant le niveau de la nappe d'eau. Dans notre cas, toutes les couches seront au-dessous de la nappe.

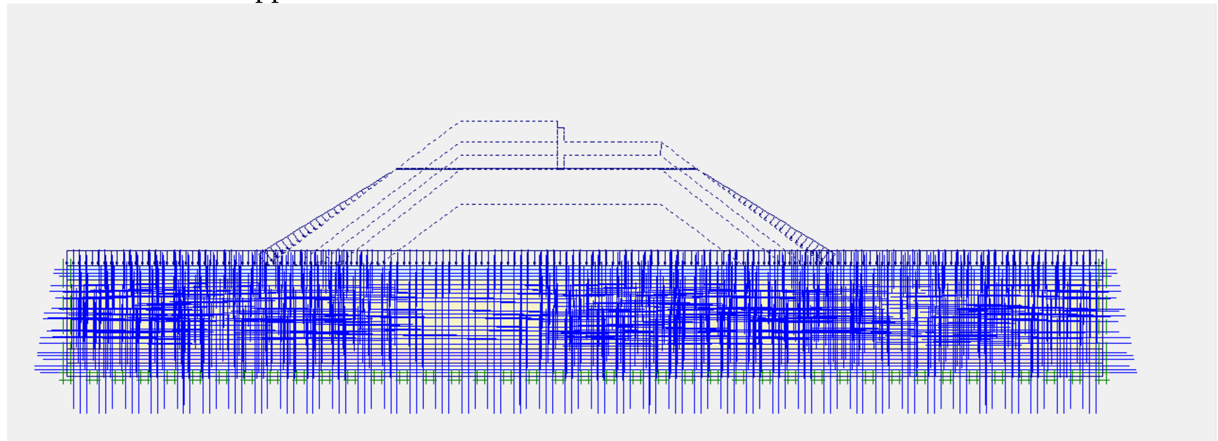


Figure 55:niveau de la nappe

III.10.4.2 Génération des contraintes initiales

La valeur de K_0 est prise égale à 0,5 pour le sol de fondation.

III.10.5 Résultats du calcul

III.10.5.1 Tassement avant le renforcement

Le résultat de la modélisation avant le traitement par colonnes ballastées a donné un tassement de 45cm en profondeur z =7.3m. Ce résultat est comparable au tassement obtenu par le calcul manuel.

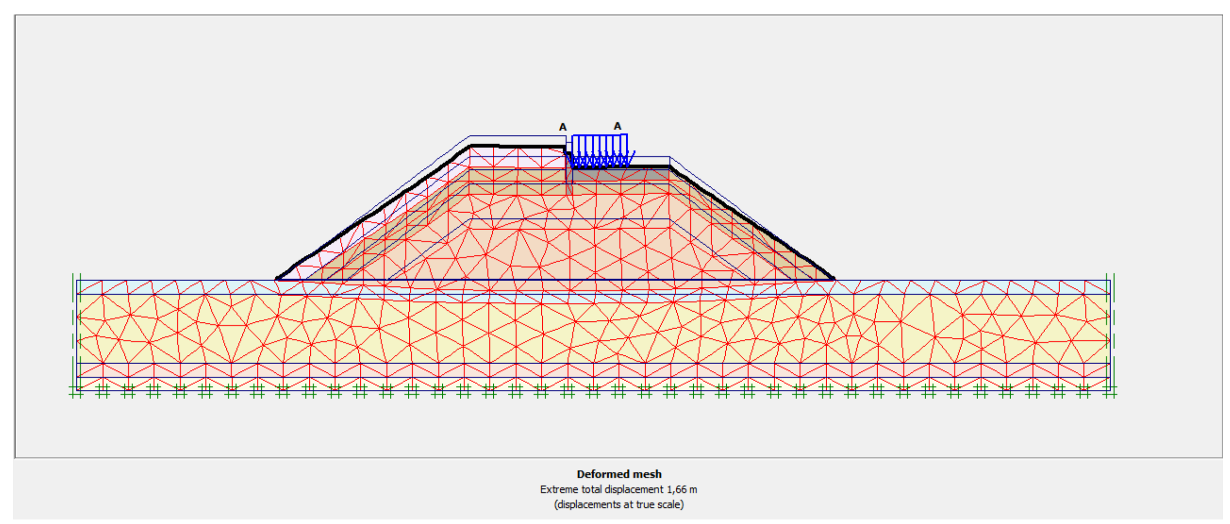


Figure 56:Déformations sans traitement

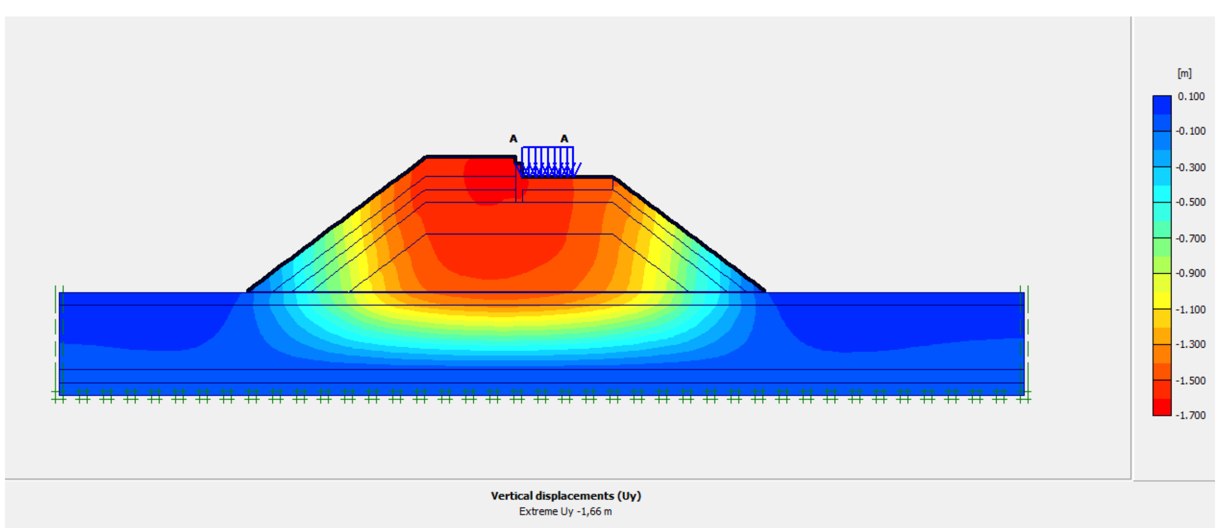


Figure 57:Déplacements verticaux sans traitement

III.10.5.2 Tassement après le renforcement

La même démarche de modélisation du sol non traité sera suivie, sauf qu'on considérera un sol homogène équivalent ayant des caractéristiques mécaniques équivalentes.

III.10.5.2.1 Homogénéisation du sol :

Au lieu d'introduire chaque colonne comme une inclusion, on se basera sur la méthode d'homogénéisation simplifiée. Cette méthode consiste à assimiler le sol traité par colonnes ballastées à un milieu homogénéisé ayant des caractéristiques mécaniques équivalentes pouvant être évaluées par les relations suivantes :

$$E_{eq} = (1-a)E_s + aE_c$$
$$C_{eq} = (1-a)C_s$$
$$\tan(\varphi_{eq}) = m'\tan(\varphi_c)$$
$$\gamma_{eq} = (1-a)\gamma_s + a\gamma_c$$

- m': facteur d'homogénéisation ;
- a: rapport de la surface de la colonne à la maille élémentaire de traitement

$$a = \frac{A_c}{A}$$

Le facteur d'homogénéisation m'dépend du facteur d'amélioration de base corrigé β_1 . On adopte souvent la règle simple :

$$m' = \frac{\beta_1 - 1}{\beta_1}$$

Les caractéristiques équivalentes du milieu homogénéisé sont présentées dans le tableau suivant :

Paramètres	Limons	Colonne ballastée	Milieu homogène
Poids volumique (KN/m^3)	11	20	15
Module élastique (MPa)	1,65	60	25,2
Cohésion (Kpa)	34	0	21
Angle de frottement(°)	33	38	13

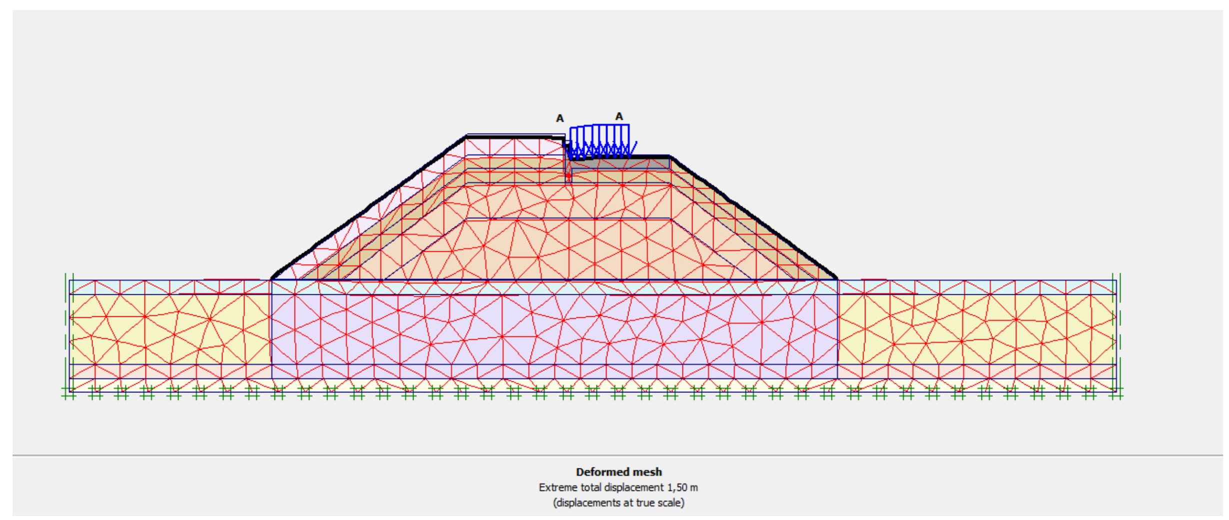


Figure 58:Déformation après renforcement

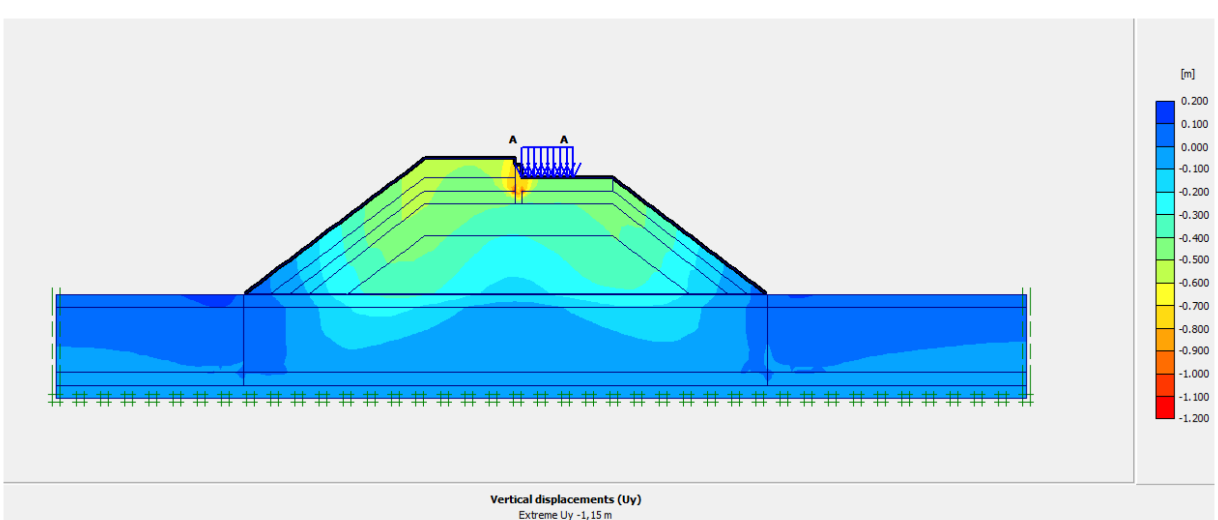


Figure 59:Déplacements verticaux après renforcement

Le tassement obtenu après renforcement de la couche d'argile par colonnes ballastées varie entre 10cm au milieu de la digue et 30cm au-dessous des talus. Alors que la méthode de Priebe prévoit un tassement au milieu de la digue de :

	tassement avant traitement (m)		facteur de réduction des tassements	tassements final (m)	
	méthode œdométrique	méthode élastique		méthode œdométrique	méthode élastique
z=7,3m	0,466	0,420	4,600	0,101	0,104

III.10.6 Conclusion

Les tassements obtenus à partir du modèle d'homogénéisation simplifiée s'écartent légèrement par rapport à ceux évalués par le calcul manuel. Ce modèle ne permet donc pas de donner des résultats satisfaisants suite aux imperfections qu'il présente. Les écarts peuvent être expliqués par d'autres facteurs, à savoir :

- Les essais effectués in situ peuvent ne pas donner des paramètres mécaniques précis.
- La multitude des paramètres d'entrée et la marge d'erreur que possède chacun d'eux, suite à l'hétérogénéité du sol et aux erreurs de mesure, peuvent causer la divergence entre les différents calculs.

Ces deux éléments contribuent à l'élargissement de l'écart entre les résultats de calcul et ceux du modèle, ce qui nécessite une expérience suffisante pour pouvoir apprécier les résultats obtenus.

Pour minimiser cet écart, il est nécessaire d'avoir des paramètres mécaniques précis et fiables, de bien choisir les lois de comportement des différents matériaux.

Chapitre IV: Conception et dimensionnement d’un mur de quai sur un sol renforcé

IV.1 Généralités sur les ouvrages d'accostage

Les ouvrages d’accostage ont pour rôle principal de fournir un dispositif d’appui au navire pendant les opérations de transbordement de marchandises ou de voyageurs qu’il effectue dans le port.

Un **ouvrage d’accostage** est un ouvrage intérieur du port qui peut assurer les trois fonctions suivantes:

- Se munir d’un dispositif d’appui pour permettre l’accostage et l’amarrage des navires.
- Assurer une liaison entre la terre et le navire qui est assurée par un terre-plein des quais. Le dispositif de liaison supporte donc une partie ou tout le matériel de manutention servant à la réception et au transport des marchandises ou des voyageurs.
- Soutenir les terres à la limite du plan d’eau.

Ce type d’ouvrage s’impose lorsqu’on doit assurer une continuité du terre-plein jusqu’au navire pour les marchandises et les produits de pêche par exemple.

En fonction de la nature du trafic, des caractéristiques des navires et du mode de manutention, ces ouvrages pourront être de diverses conceptions. On distingue trois types d’ouvrages d’accostage :

IV.1.1 Quais:

Ce sont des ouvrages qui assurent à la fois les fonctions d’accostage, d’amarrage, de fondation des outillages et de soutènement des terres. L’ouvrage assure une liaison directe entre le navire et la terre.

Ce type d’ouvrage s’impose dans les cas où le traitement du trafic nécessite la continuité du terre-plein jusqu’au navire comme c’est le cas pour les marchandises diverses et les produits de la pêche par exemple.

IV.1.2 Appontements :

Les appontements sont des plates-formes fixes éloigné de la berge il n’assure donc pas la continuité du terre-plein et ne retient pas les terres. Il peut recevoir lui-même les efforts d’accostage par l’intermédiaire de défenses ou d’amortisseurs. Dans d’autres cas, la fondation d’accostage est assurée par des ducs d’Albe indépendants de l’ouvrage : le rôle de l’appontement se limite alors à supporter les outillages.

IV.1.3 Ducs d’Albe :

Les ducs d’Albe sont des ouvrages sous forme de poteau ancrés dans le sol et qui ne servent que pour l’accostage et l’amarrage des navires. Ils résistent aux efforts d’accostage par leur flexion offrant une résistance croissant de façon pratiquement proportionnelle à leur déplacement horizontal en tête des tubes.

Des défenses placées sur un bouclier sur lequel s’appuie la coque du navire contribuent également à l’absorption de l’énergie d’accostage. La butée du sol sur la partie enterrée des tubes métalliques équilibre l’effort horizontal imposé à leur tête.

IV.2 Classification des ouvrages d’accostage

Les caractéristiques du sol en fondation sont déterminantes pour le choix du type des ouvrages d’accostage. Suivant la structure de la fondation on peut classer les ouvrages en :

IV.2.1 Ouvrages massifs

Lorsque le sol de fondation offre une bonne résistance (sols rocheux, galets, sable compact), les quais sont réalisés sous forme d’ouvrages massifs capables de résister aux efforts

horizontaux (vers la terre, causés par l'accostage des navires et vers le bassin, provoqués par la poussée des remblais et l'amarrage des navires) et aux efforts verticaux dus à leur poids propre. Ils sont donc lourds et massifs et nécessitent un sol de fondation de bonnes caractéristiques à proximité ou au-dessous de la côte de dragage du quai pour assurer la reprise des efforts de soutènement des terres et les charges d'exploitation.

IV.2.1.1 Quais-poids exécutés en place :

Ce type d'ouvrage est construit à sec, c'est-à-dire en site terrestre (avant dragage du bassin) et à l'abri des venues d'eau, dans une tranchée de construction, grâce à une technique adaptée à la perméabilité du sol en place : autrefois à l'abri d'un caisson à air comprimé, maintenant par rabattement de nappe ou emploi de batardeau. Autrefois ils étaient constitués d'une maçonnerie de pierre, ils sont aujourd'hui en béton, généralement non armé. En raison des frais de terrassement et de mise hors d'eau de la tranchée, ce type d'ouvrage n'est valable que s'il peut être fondé au voisinage du fond futur du bassin, ce qui exige à ce niveau un sol de portance suffisante.

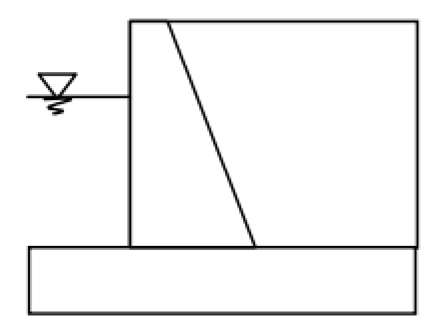


Figure 60:Quais en maçonnerie de pierre ou en béton coulé sur place

IV.2.1.2 Quai en bloc de béton :

Ces quais sont constitués par un mur en blocs de béton préfabriqués empilés les uns sur les autres. Ce sont des ouvrages massifs et lourds amenant des contraintes élevées sur le sol de fondation. Du fait de leur volume important de béton et de leur poids, leur domaine d'utilisation se limite à des hauteurs inférieures ou égales à une quinzaine de mètres.

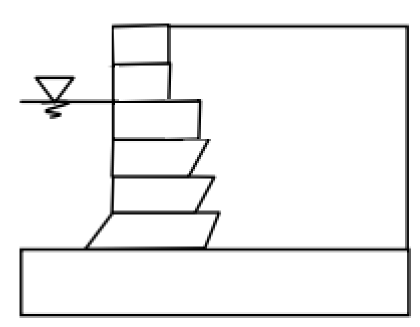


Figure 61:Quais en bloc de béton

L'utilisation de blocs évidés permet un gain substantiel sur les quantités de béton et un allégement de la structure rendant plus facile la mise en place des blocs. La pose de ces blocs peut s'effectuer par assises ou par des piles juxtaposées .Les assises imbriquées permettent d'assurer une meilleure répartition des efforts provenant d'un tassement de la fondation, d'une poussée plus forte, ou de la réaction des amarres. Par contre, les piles juxtaposées permettent une reprise assez facile de l'ouvrage en cas de désordre limites.

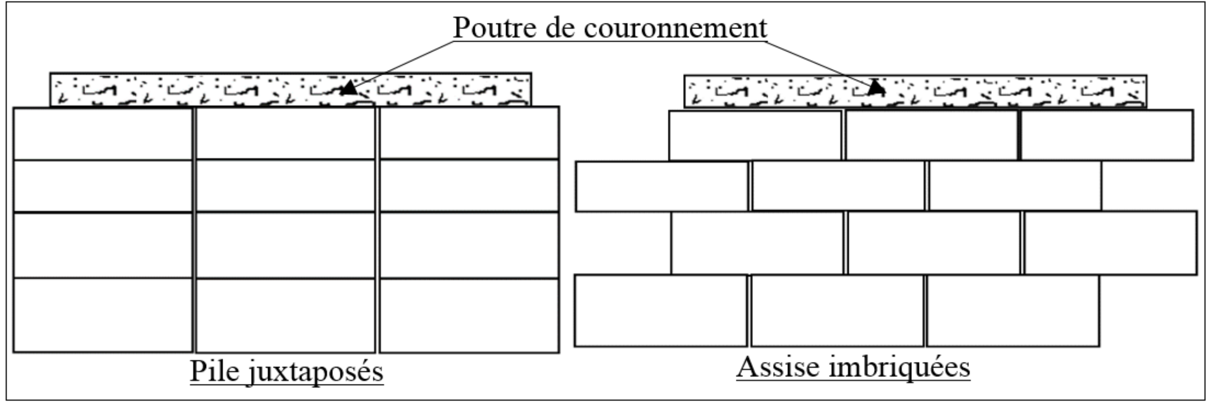


Figure 62:Méthodes de pose des blocs.

IV.2.1.3 Quai en caissons en béton armé :

Ces ouvrages sont constitués de cellules généralement préfabriquées de forme cylindrique (caissons du port de Jorf Lasfar) ou parallélépipédiques (caissons du port d'Agadir- et du Terminal à Conteneurs du port de Casablanca) remplies de remblais sableux et parfois partiellement, d'un lest de béton maigre. Les caractéristiques géométriques sont définies à partir des critères de stabilité, du tirant d'eau nécessaire et du marnage.

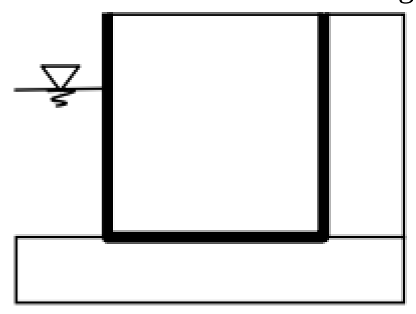


Figure 63:Quai en caissons échoués ou havés.

Ces ouvrages sont plus légers que les quais en blocs de béton et amènent des contraintes moins élevées sur le sol de fondation (moindre poids et plus grande largeur). De ce fait ils permettent des hauteurs libres supérieures à 20 mètres et ils nécessitent aussi un sol de fondation de bonne qualité en surface ou à faible profondeur.

IV.2.2 Ouvrages écrans

Les quais constitués par une paroi moulée en béton ou par un rideau de palplanches métalliques ancré sur un rideau arrière, sont utilisés lorsque le terrain naturel offre une portance insuffisante pour supporter un ouvrage massif, mais possède des caractéristique géotechniques permettant d’offrir une butée au pied du rideau (côté bassin) capable d’équilibrer la poussée du remblai. C’est le cas des sols sableux, de marnes ou d’argiles suffisamment compactes.

IV.2.2.1 Quais gabionnés en palplanches :

Ils sont constitués par des palplanches métalliques battues verticalement et assemblées sous forme d’enceinte gabionnées qui limitent un massif de terre. Les gabions sont de deux types, soit des gabions circulaires soit des gabions cloisonnés. Les parois de ces cellules ne supportent aucun effort de flexion, simplement des efforts de traction normaux à la ligne des joints qui doivent être conçu pour permettre un agrafage suffisamment résistant des palplanches l’une sur l’autre.

Fondation: sol de mauvaise qualité.

- Hauteur utile :

- 15m pour les gabions circulaires.

- 18m pour les gabions en palplanches.
- 20m pour les gabions cloisonnés.

- Sécurité à l'exploitation: faible vis-à-vis des chocs accidentels des navires et des efforts horizontaux.

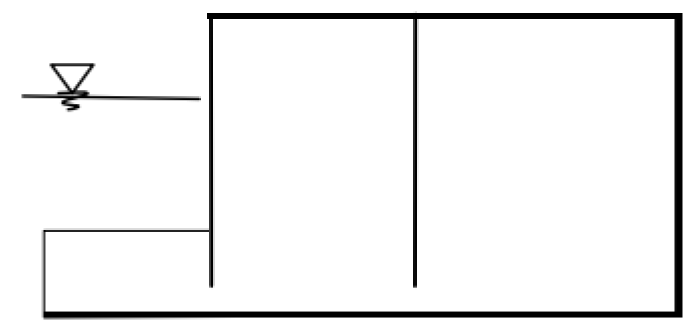


Figure 64:Géométrie d'un quai à gabions.

Généralement, les quais gabionnés en palplanches posent un certain nombre de problèmes :
– Ils sont très déformables et peuvent présenter des déplacements horizontaux de l'ordre de 5 % de leur hauteur et des tassements importants.
– Ils sont mal adaptés aux surcharges lourdes.
– Ils présentent une faible sécurité aux chocs des navires.

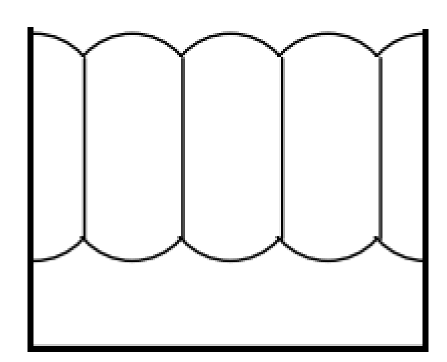


Figure 65:Vue en plan d'une gabionnade cloisonnée

IV.2.2.2 Quai en parois moulées :

Une paroi moulée est un écran vertical en béton armé, construit sans blindage ni coffrage à partir de la surface du sol par excavation à l'aide de machines appropriées. Les quais en parois moulées ne sont réalisables qu'en site terrestre ou partiellement nautique après remblaiement et permettent des hauteurs d'ouvrage supérieures à 20 m.

IV.2.2.3 Quai en rideau de palplanches :

On utilise généralement des palplanches métalliques et parfois en béton armé. Elles sont de type « à module », tels que Larsen, capables de résister à des efforts de flexion.
Leur principe consiste à équilibrer les efforts horizontaux de soutien des terres par la butée du sol au pied du rideau et par les réactions d'ancrage introduites à la partie supérieure du rideau.

- Hauteur utile :

H ≤ 15 m pour les palplanches seules.
H ≤ 30 m pour les palplanches avec tirants.

- Etat du site avant travaux : Site nautique ou terrestre.
- Sécurité à l'exploitation : sûr vis-à-vis des chocs accidentels des navires.

IV.2.2.4 Quai sur piles ou sur pieux :

Les deux types de quais précédents absorbent directement toute la poussée des terres, ici la poussée est reprise par un talus (et éventuellement par un ouvrage de soutènement annexe incorporé au quai) qui assure la transition de la côte de dragage du quai à la côte du terre-plein. Les pieux et les piles se distinguent par leurs dimensions de section transversale : Le terme de "pieux" s'applique en principe jusqu'à concurrence d'un diamètre de 0.80m ; au-delà, on parle de "piles". Ils sont très compétitifs et souvent imposés lorsque le sol de bonne qualité est très profond et surmonte d'alluvions de qualité médiocre comme c'est souvent le cas dans les embouchures d'Oueds.

IV.2.2.5 Quai mixte ou quai Danois

Le quai "danois" est constitué d'un rideau de palplanches et d'une plate-forme en béton armé fondée sur des pieux en béton ou en acier.
La résistance aux efforts d'accostage est assurée par la poussée du remblai contre le rideau et, éventuellement, par la réaction horizontale de pieux inclinés. Les efforts verticaux sont équilibrés par les réactions verticales des pieux qui supportent la plate-forme et, éventuellement, des tubes métalliques insérés dans le rideau de palplanches.
Ces quais sont indiqués quand le sol de fondation est de qualité moyenne et qu'il existe une couche de terrain de bonne résistance à une profondeur raisonnable.

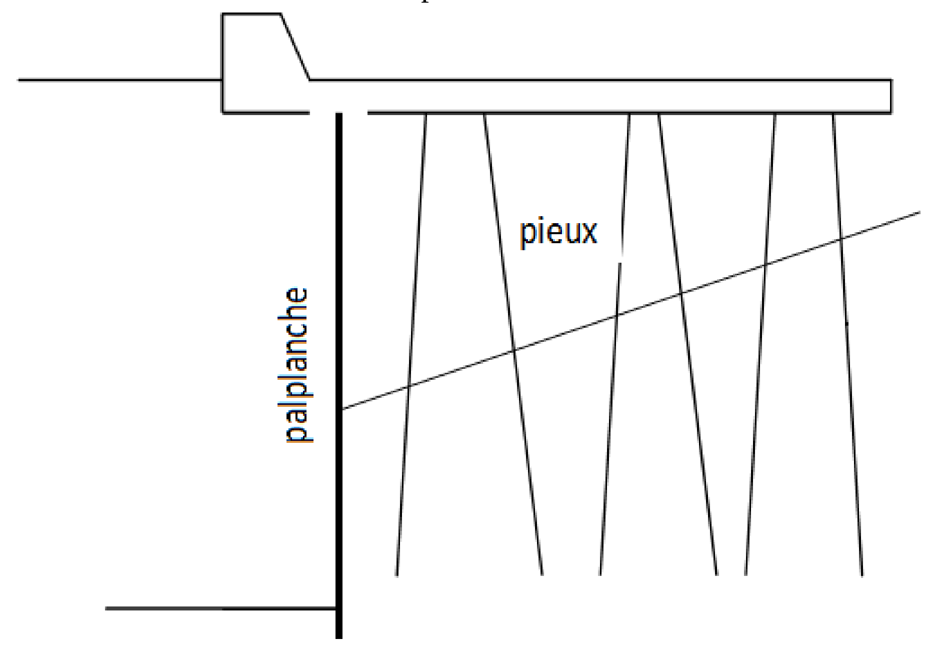


Figure 66:Géométrie d'un quai Danois

IV.3 Critères de choix entre les types de quais :

Chaque ouvrage à réaliser nécessite une étude particulière tenant compte de nombreux paramètres intervenant dans le choix du type de quai et il n'est pas possible de définir une classification véritable. Toutefois, des indications générales peuvent être présentées sur l'orientation de ce choix en fonction des données suivantes nécessaires à l'établissement d'un projet de quai, soit :

– Les données relatives à l'exploitation du quai ;
– Les données relatives aux conditions géotechniques du site ;
– Les données relatives à l'expérience acquise ;
– Les données relatives aux conditions économiques.

IV.3.1 Données relatives à l'exploitation du quai

Les paramètres importants sont **le type de trafic** et **le navire de projet**.

Le type de trafic : Définit les besoins en outillage qui nécessitent parfois des fondations spécifiques et les charges d'exploitation devant être reprises par l'ouvrage.

Le navire de projet : Son port en lourd et ses caractéristiques géométriques en particulier son tirant d'eau définit, outre les efforts horizontaux et verticaux d'accostage et d'amarrage qu'il y a de prendre en compte, la côte de dragage, donc la hauteur libre du quai.

Cette hauteur libre du quai est un point particulièrement important pouvant conduire à exclure pour les grandes valeurs certaines solutions classiquement réservées à des quais de hauteur inférieure à 15 mètres.

A titre indicatif, le tableau ci-après donne en fonction des différents types d'ouvrages les hauteurs maximales de quais associés :

Type de quai	Hauteur libre maximale	Conditions d'utilisation
Quai en blocs	15	Site Nautique-Sol avec bonne portance
Caissons en BA	25 à 30	Site Nautique-Sol avec bonne portance
Quai en palplanches	18	Site Nautique ou terrestre-Sol meuble
Quai en gabion de palplanches	20	Site Nautique ou terrestre
Quai en paroi moulée	25 à 30	Site Terrestre-Sol meuble
Quai sur pieux	> 30	Site nautique-Sol meuble et bassin agité

Tableau 6:Hauteurs maximales recommandées par type de quai.

IV.3.2 Données relatives aux conditions géotechniques

L'ouvrage étant fondé sur le sol, la qualité de ce dernier est assurément l'élément qui est le plus influent. Un projet de quai doit donc être basé sur une connaissance très soignée des couches géotechniques du site et sur leurs caractéristiques. Cette connaissance permettra de déterminer le niveau de la nappe phréatique, paramètre important compte tenu des poussées importantes pouvant être générées.

- Dans le cas d'un sol de fondation résistante à proximité de la côte de dragage, il est souvent économique de projeter un ouvrage massif reposant sur le sol de bonne qualité.
- Lorsque le sol de fondation n'a pas la qualité suffisante, il y a lieu d'avoir recours à des solutions basées soit sur un encastrement de l'ouvrage dans ce sol utilisant des efforts latéraux de poussée et de butée, soit sur des pieux descendus dans les couches profondes plus résistantes.

La nature du site nautique ou terrestre et les conditions de marée et de courant ont une influence déterminante sur le choix de la solution à retenir.

En effet, les ouvrages peuvent s'adapter plus ou moins bien à un site terrestre ou nautique. En site terrestre, ils sont réalisés à sec, à l'abri d'un rabattement de nappe puis les accès sont dragués. En site nautique, ils sont réalisés soit à la marée, soit à l'avancement à partir du rivage soit à partir de moyens nautiques.

- En site nautique les solutions du type quai sur pieux, caissons échoués, gabion de palplanches semblent plus appropriées.
-En site terrestre les solutions d'écran plan du type paroi moulée ou rideau de palplanches conviennent au mieux.

Par ailleurs, la variation du plan d'eau liée à la marée nécessite des hauteurs d'ouvrage plus importantes et conduit à des poussées hydrostatiques très pénalisantes pour la stabilité des ouvrages.

Les caractéristiques des sols interviennent donc dans la détermination de la stabilité de l'ouvrage mais doivent être examinées avec précaution pour vérifier la faisabilité de la solution.

IV.3.3 Données relatives à l'expérience acquise

Les enseignements tirés d'ouvrages déjà en service ou de chantiers exécutés au voisinage du site sont susceptibles de guider utilement le choix car la répétition ou l'extrapolation dans ce domaine où l'expérience revêt une grande importance sont souvent plus sûres que l'innovation. Toutefois, les habitudes créées se trouvent bousculées si l'ouvrage à construire sort des normes habituelles ou si une solution nouvelle apparait plus économique.

IV.3.4 Données relatives aux conditions économiques

Les conditions particulières liées au pays ou à la région même dans laquelle les travaux sont envisagés, peuvent influencé le choix de la solution technique au stade de l'avant-projet étant entendu qu'au stade de l'examen des offres celles-ci sont parfaitement connues et intégrées dans le coût des solutions proposées.

Il convient donc de se préoccuper, à ce stade d'avant-projet, des disponibilités des matériaux de construction de la zone de travaux. Il est par exemple certain que l'emploi de palplanches ou pieux métalliques dans un pays où les profilés métalliques sont grevés de lourdes charges, risque de se révéler peu économique par rapport à une solution à base de béton armée. De même le choix de l'ouvrage en béton armé sera peu recommandé dans les pays ou régions dépourvus de ressources en agrégats. Il est à noter que la difficulté de produire des enrochements ne favorise pas les ouvrages à talus.

Enfin, il sera parfois préférable de retenir des solutions classiques sans difficultés techniques pointues dans les régions ne disposant pas des compétences nécessaires ou pour des chantiers de taille modeste ne focalisant pas une attention particulière de l'entrepreneur ou du maître d'œuvre ; les coûts d'entretien des ouvrages doivent normalement exercer une influence sur les choix. Il peut s'agir, en particulier, des dépenses de protection anti-corrosion sur des ouvrages métalliques (protection cathodique) ou encore de dépenses de pompage dans les solutions basées sur un rabattement permanent en arrière de l'ouvrage.

IV.4 Justification de la variante du mur de quai

IV.4.1 Justification de la profondeur du bassin

Le choix de la profondeur d'un bassin dépend du type de navires que celui-ci recevra.

La profondeur H est donc égale à :

$$H = T_e + P_p$$

T_e : Le tirant d'eau du navire de projet.

P_p : Le pied de pilote.

IV.4.2 Navire de projet

Le navire de projet indiqué pour le transport du charbon est un vraquier avec une capacité de 80.000 tonnes (tpl).

Le choix d'un navire de projet de 80,000 tpl, n'est pas sans intérêt si on considère l'évolution[1] du marché de la flotte des vraquiers. Les caractéristiques dimensionnelles du navire de projet sont calculées à partir d'une analyse des dimensions non dépassées par 80% des navires elles ont été pris comme suit :

Capacité	Longueur	Largeur	Tirant d'eau en pleine charge
80.000 tonnes	$L_{HT} = 230\ m$	37 m	14,2 m

En 2014, on comptait déjà environ 310 vraquiers de 120.000 tpl produits, les caractéristiques dimensionnelles de projet des 120.000 tpl seront prises en considération en vue d'une future extension des quais de l'ONEE pour pouvoir accueillir ces navires.

Capacité	Longueur	Largeur	Tirant d'eau en pleine charge
120.000 tonnes	$L_{HT} = 255\ m$	43 m	15 m

Remarque : Toutes les analyses qui ont été utilisées pour le choix du navire de projet utilisent la base de données IHS Fairway, qui a désormais intégré l'ancienne base Lloyd Register, et qui est considérée la base la plus complète à l'échelle mondiale.

IV.4.3 Le pied de pilote

En première approximation, le pied de pilote représente la marge de sécurité laissée sous la quille du navire pour tenir compte des mouvements verticaux du navire à poste. Cette valeur est prise généralement entre 0.5 et 1m selon le degré de protection du bassin.

On prend le Pied de pilote ici égal à 1m

Nous arrivons à la conclusion que la profondeur H du bassin est de :

$$H = 16m$$

IV.4.4 Choix du type

La côte de dragage a été fixée à -16.5 mzh. Donc, la hauteur du quai dépassera les 18m, donc les quais en blocs sont éliminés. Le sol étant amélioré par colonnes ballastées, les ouvrages souples sont éliminés également, et l'espace au sein du bassin portuaire est limité. Au terme de cette analyse, les ouvrages d'accostages projetés seront de type quai poids en caisson de BA.
Le plus grand avantage des quais en caissons c'est qu'ils peuvent être réalisés dans un temps masqué et ne nécessitent pas beaucoup de remblayage, ce type de quais est le plus avantageux côté délais, ce qui est très important pour le client (OCP), ce type de quais a déjà été utilisé par l'OCP dans plusieurs projets portuaires à savoir : le port de Jorf Lasfar, le projet de l'extension du port de Jorf Lasfar, le port de Laayoune…
Il a également été utilisé dans le nouveau port de Tanger Med.

IV.5 Conception et dimensionnement d'un mur de quai sur un sol renforcé par colonnes ballastés :

Dans cette partie, on détaillera les résultats de l'étude de stabilité du quai du projet en question, avec la variante « quai en caisson ».
Le détail des calculs seront présentées en annexes.

IV.5.1 Géométrie de l'ouvrage

On adoptera des caissons rectangulaires avec trois alvéoles dans le sens transversal et quatre cellules dans le sens vertical, une remplie par le ballast au côté du bassin, et les deux autres remplies par le sable au côté de la terre.
Les dimensions du caisson sont : Y x L, posé sur un radier de B x L, et on notera :

X : la largeur d'une alvéole
d : l'épaisseur du radier
a : l'épaisseur des parois extérieures
b : l'épaisseur des parois intérieures
h_1 : La hauteur de la première partie de couronnement
h_2 : La hauteur de la deuxième partie de couronnement
h_3 : La hauteur de la deuxième partie de couronnement
h : la hauteur des parois du caisson
H : la hauteur total du mur du quai

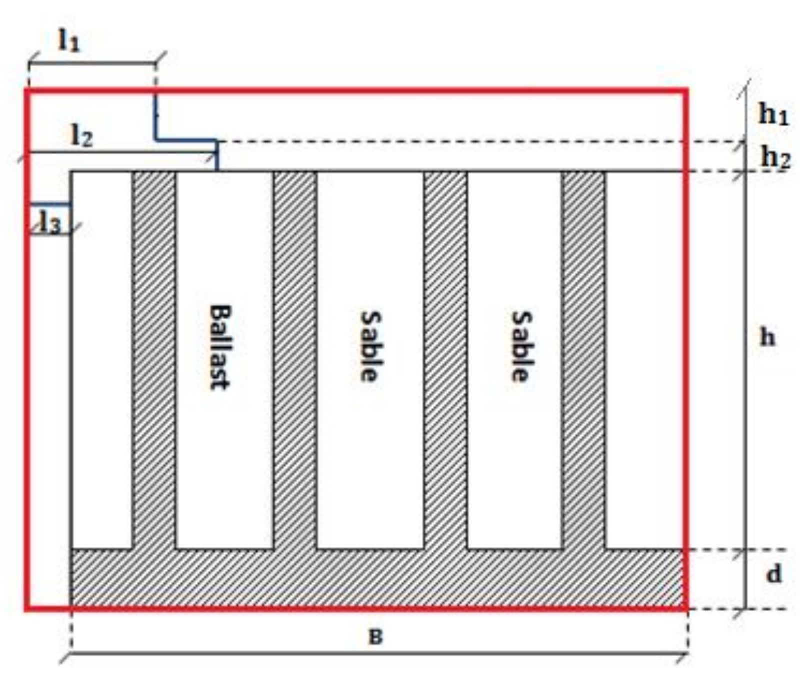


Figure 67:Géométrie de l'ouvrage

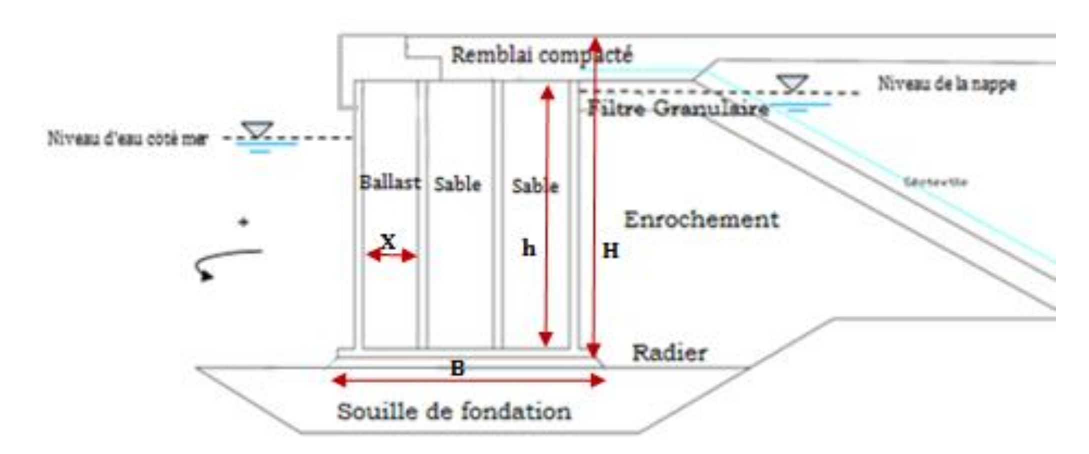


Figure 68:Coupe type du modèle caisson

IV.5.2 Caisson de projet :

Les caissons seront destinés à supporter la poutre de couronnement, les efforts d'accostage et d'amarrage et la poussée du sol arrière.
On adoptera des caissons rectangulaires avec des alvéoles remplies par le ballast au côté du bassin, et remplis par le sable au côté de la terre.
Chaque caisson est composé de 12 cellules identiques disposées sur 3 rangées.
La largeur des alvéoles est : $X = 3.80\ m$.

Donc les caractéristiques du caisson sont :

- Section du caisson = 20.95 m de longueur x13 m de largeur
- $Hauteur\ = 18.9\ m$ au-dessus du radier.

Ces caissons sont munis d'un radier de 0,70 m d'épaisseur et de largeur 16m.
La coque du caisson est centrée sur le radier, et le caisson est posé sur une couche d'assise à la côte -16.5 mzh.
Les parois de 19.80 m de hauteur sont d'épaisseurs variables :

- L'épaisseur de parois extérieures : 45 cm
- L'épaisseur de parois intérieures : 30 cm

Les caissons seront remplis après pose avec:

- Du ballast dans les 4 cellules avant côté bassin.
- Du sable hydraulique dans les 8 cellules arrière côté Terre-plein.

Les différentes coupes du caisson seront présentées dans l'annexe 4 et 5.
Le parement arrière du mur sera constitué :

- D'un épaulement de pente 4/3 en enrochements 10-100 kg arasé à la cote +3,6 m/ZH, niveau supérieur des caissons.
- D'un filtre granulaire de 2,0 m d'épaisseur.
- Et d'un filtre géotextile.

IV.5.3 Hypothèses de calcul

IV.5.3.1 Caractéristiques des matériaux

Eau de mer	γ = 1.03 t/m3
Béton armé	γ = 2.50 t/m3 γ'=1.50 t/m3
Enrochement de l'épaulement (10/100 kg)	γ = 1.80 t/m3 γ'=1.10 t/m3 φ'= 40 ° δ = 2/3φ' =26,7° (hors séisme) δ = 1/3φ'= 13,33° (sous séisme)
Remblai compacté	γ = 2.20 t/m3 γ'=1.10 t/m3 φ'= 35 ° δ = 2/3φ' =23,3° (hors séisme) δ = 1/3φ'= 11.67° (sous séisme)
Ballast (caillasse 40/70 mm)	γ = 1.80 t/m3 γ'= 1.10 t/m3 φ'= 35 °
Sable de remplissage	γ = 1.6 t/m3 γ'= 1.10 t/m3 φ'= 25°
Sous-bassement du quai : enrochement 1/50 kg	γ = 1.80 t/m3 γ'= 1.10 t/m3 φ'= 40° c'=0

Tableau 7:Caractéristiques des matériaux du caisson

IV.5.3.2 Niveaux d'eau

Les niveaux d'eau considérés dans les calculs sont :

- $PHMVEE\ (PR\ =\ 100\ ans):\ +3{,}60\ m/Zh$
- $PBMVEE\ (PR\ =\ 100\ ans):\ +\ 0{,}40\ m/Zh$

Il convient de considérer un gradient hydraulique de 1m entre l'arrière du caisson et le niveau de la marée. Ce gradient est dû au fait que le niveau d'eau dans l'épaulement suit le niveau de marnage avec un retard dans le temps.

IV.5.4 Calcul des efforts à l'état statique :

Le quai est soumis, dans l'état statique à :

1. Son poids propre
2. Poids des remplissages
3. Poids des remblais
4. Poussée du sol
5. Gradient hydraulique
6. Surcharge :

- Surcharge du terre-plein
- Amarrage du bollard
- Portique (Grue sur longrines arrière)

On ne prendra pas en compte les efforts d'accostage vu que l'accostage s'effectue avec un choc qui transmet des efforts favorables à la stabilité.

❖ **Convention des signes :**

- Le sens positif des efforts verticaux est dirigé du haut vers le bas.
- Le sens positif des efforts horizontaux est dirigé du terre-plein vers le bassin.
- Le bras de levier d'une force est déterminé par rapport à la demi-largeur du radier.
- Les profondeurs sont croissantes vers le bas, l'origine de l'axe z des profondeurs (z=0) est fixée à la côte du terre-plein.
- Les moments entraînant un basculement du haut du quai du terre-plein vers le bassin sont comptés positivement.

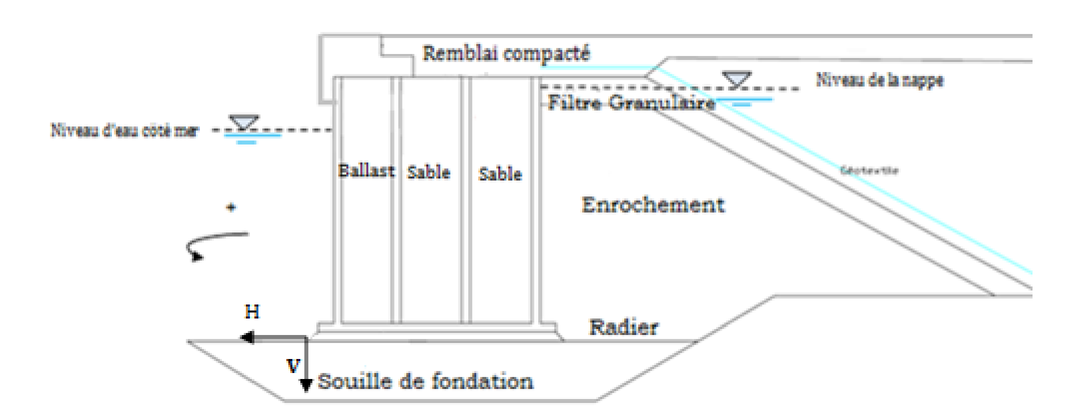


Figure 69: Conventions utilisées pour le calcul

IV.5.4.1 Poids total

Le poids total comprend les différents poids suivants :

- Poids de couronnement
- Poids propre
- Poids des remplissages
- Poids des remblais

IV.5.4.1.1 Poids de couronnement

Pour le calcul de poids de couronnement, on a procédé par subdivision de la coupe en surfaces élémentaires.
Les poids propres des parties de la poutre de couronnement sont des forces verticales stabilisantes appliquées au centre de gravité de chaque partie :

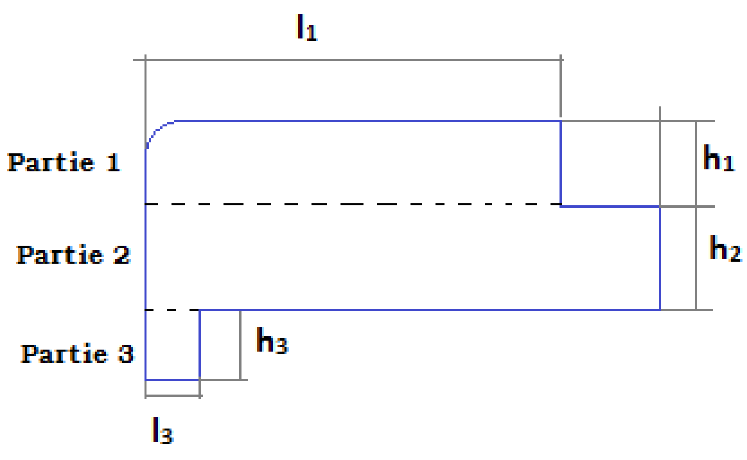


Figure 70:Schéma de la poutre de couronnement

Le poids de chaque partie est obtenu en multipliant le volume du mur par le poids volumique du béton introduit dans le tableau « caractéristiques des matériaux »:

Eléments	Poids
Poutre de couronnement-Partie1-	$\gamma_{béton}.l_1.h_1$
Poutre de couronnement-Partie2-	$\gamma_{béton}.l_2.h_2$
Poutre de couronnement-Partie3-	$\gamma_{béton}.l_3 h_3$

IV.5.4.1.2 Poids propre du caisson

Le poids propre du caisson est la somme du poids de ses parois et du poids de son radier ce poids est une force verticale stabilisante appliquée au centre de gravité de l'ensemble {parois+radier}

Elément	Poids
Parois	$\gamma_{béton}.h.(2a+2b)$
Radier	$\gamma_{béton}.d.B$

Avec :
- a, b et B sont respectivement la largeur des parois extérieures, des parois intérieures et celle du radier.
- h et d sont respectivement la hauteur des parois et du radier
- $\gamma_{béton}$ est le poids volumique du béton, il dépend du niveau des eaux dans la nappe.

IV.5.4.1.3 Poids des remplissages

Selon la longueur du caisson, on a des parois en béton et les matériaux de remplissage qui changent en fonction de la situation des alvéoles.
En effet, les alvéoles du côté terre sont remplis par le sable et celles de côté mer sont remplis par le ballast.

$$\gamma_{ballast}.X.h + 2\gamma_{sable}.X.h$$

IV.5.4.1.4 Poids des remblais

Les remblais considérés sont:
- **Le remblai hydraulique** : qui est au-dessus du caisson.
- **Le remblai en épaulement**: au-dessus du radier.

Le poids des remblais est une force verticale stabilisante appliquée au centre de gravité de l'ensemble des remblais considérés.

Elément	Poids
Remblai hydraulique	$\gamma_1.((B - l_1) * i + (B - l_2) * j)$
Epaulement	$\gamma_2.d.h$

Avec
γ_1: Poids volumique du remblai hydraulique
γ_2: Poids volumique de l'épaulement
d : Hauteur du radier

IV.5.4.2 Poussée des terres

En termes de contrainte la poussée s'écrit :

$$\begin{cases} n(z) = \gamma.K_{an}.z \\ \mathrm{t}(z) = \gamma.K_{at}.z \end{cases}$$

Avec :

K_{an}et K_{at} les composantes normale et tangentielle du coefficient de poussée.
P_r : le poids du remblai au-dessus du caisson

En intégrant les composantes normales et tangentielles sur toute la hauteur du caisson, on trouve les efforts dus à la poussée des terres sur le mur de caisson dont la force verticale est stabilisante et la force horizontale renversante.

Ces efforts sont appliqués sur l'écran fictif au tiers de la hauteur du mur. En prenant l'origine de l'axe (oz) au niveau supérieur du caisson, le diagramme de la poussée de sol est le suivant :

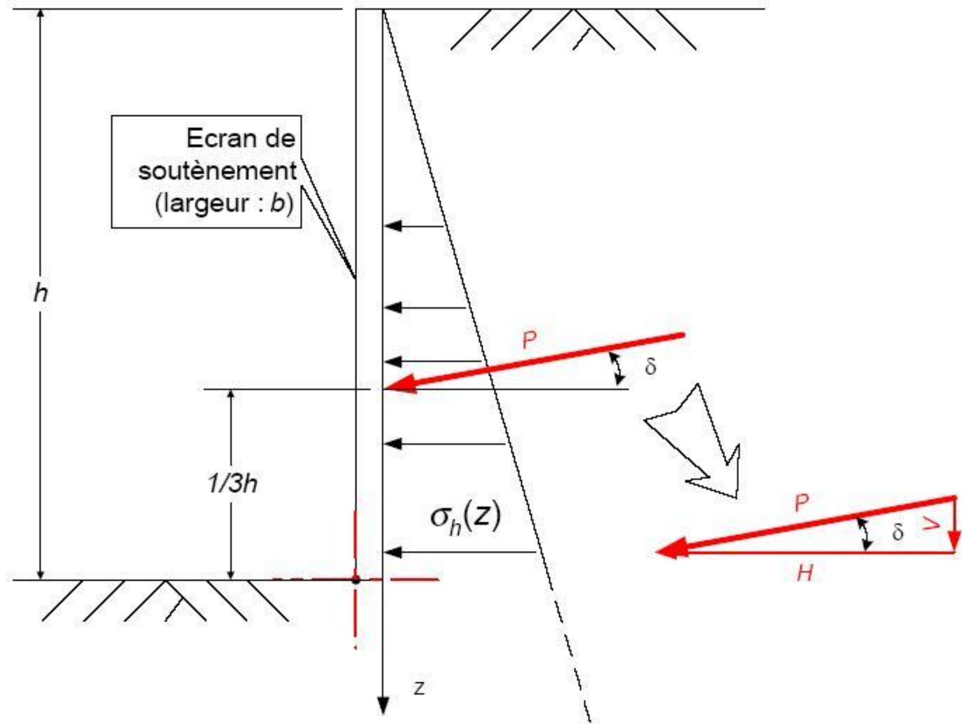


Figure 71:Diagramme de poussée de sol selon Caquot-Kérisel

Le coefficient de poussée K_{as} s'écrit :

$$K_{as} = \frac{cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\delta + \lambda).[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta+\lambda).\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\lambda-\beta).\cos(\lambda+\delta)}}]^2}$$

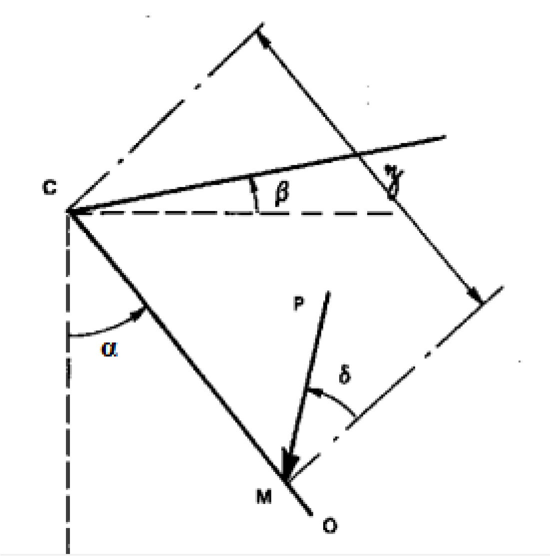


Figure 72:Convention des angles

λ: Inclinaison du mur par rapport à l'horizontale
φ: Angle de frottement interne du sol

δ: Angle de frottement du mur par rapport au sol = $\begin{cases} \frac{2}{3}\varphi \ : sans\ séisme \\ \frac{1}{3}\varphi \ : avec\ séisme \end{cases}$

β: Inclinaison du talus par rapport à l'horizontale (0° pour notre cas)
α: inclinaison du mur par rapport à la verticale (0° pour notre cas)

Le coefficient de poussée K_{as} se calcule en prenant en compte les caractéristiques de chaque couche. D'où les composantes normale et tangentielle de poussée :

$$\boldsymbol{K_{an} = K_{as}.cos(\delta)}$$
$$\boldsymbol{K_{at} = K_{as}.sin(\delta)}$$

Pour notre cas, l'écran fictif est celui tracé en bleu sur la figure ci-dessous :

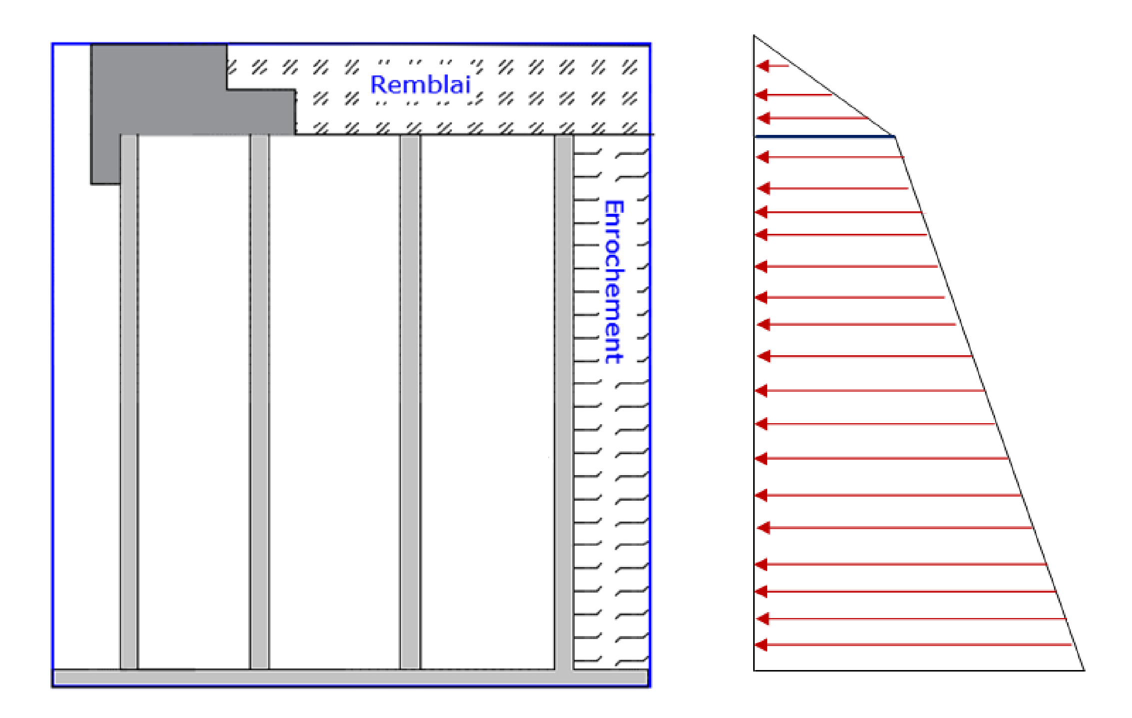


Figure 73: Diagramme des contraintes de poussée statique (Sans séisme)

Le remblai et l'enrochement exercent une poussée de coefficient K_{as} et d'inclinaison δ sur le caisson. La résultante de la poussée est la surface du diagramme des contraintes, inclinée de l'angle δ. Les différents coefficients de poussée sont présentés ci-dessous :

- Poussée statique avec séisme ($\delta = \varphi/3$) :

Remblai compacté	
Inclinaison du mur par rapport à l'horizontale λ	0
Angle de frottement interne du sol φ	35
Angle de frottement du mur par rapport au sol δ avec séisme	11,66
Inclinaison du talus par rapport à l'horizontale β	0
Coefficient de poussée Kas	0,2508
Kan	0,2456
Kat	0,0507

Enrochement de l'épaulement	
Inclinaison du mur par rapport à l'horizontale λ	0
Angle de frottement interne du sol φ	40
Angle de frottement du mur par rapport au sol δ avec séisme	13,33
Inclinaison du talus par rapport à l'horizontale β	0
Coefficient de poussée Kas	0,2019
Kan	0,1965
Kat	0,0465

- Poussée statique avec séisme ($\delta = \varphi/3$) :

Remblai compacté	
Inclinaison du mur par rapport à l'horizontale λ	0
Angle de frottement interne du sol φ	35
Angle de frottement du mur par rapport au sol δ sans séisme	23,33
Inclinaison du talus par rapport à l'horizontale β	0
Coefficient de poussée Kas	0,2444
Kan	0,2244
Kat	0,0968

Enrochement de l'épaulement	
Inclinaison du mur par rapport à l'horizontale λ	0
Angle de frottement interne du sol φ	40
Angle de frottement du mur par rapport au sol δ sans séisme	26,66
Inclinaison du talus par rapport à l'horizontale β	0
Coefficient de poussée Kas	0,1998
Kan	0,1785
Kat	0,0896

Le détail de calcul est présenté dans l'annexe 6.

IV.5.4.3 Poussée Hydrostatique

Le gradient hydraulique est la différence entre le niveau d'eau dans le bassin de mer et celui de la nappe derrière le mur.

L'effort dû au gradient hydraulique se compose d'un effort vertical renversant appliqué au tiers de la base du mur, et d'un effort horizontal déstabilisant appliqué au centre de l'écran fictif. En termes de contrainte :

$$\boldsymbol{\sigma_w = \gamma_w . z}$$

Avec : $\boldsymbol{\gamma_w}$: poids volumique de l'eau

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable, à savoir, dans le cas où le niveau d'eau dans le remblai est plus haut que celui dans le bassin de 1m.

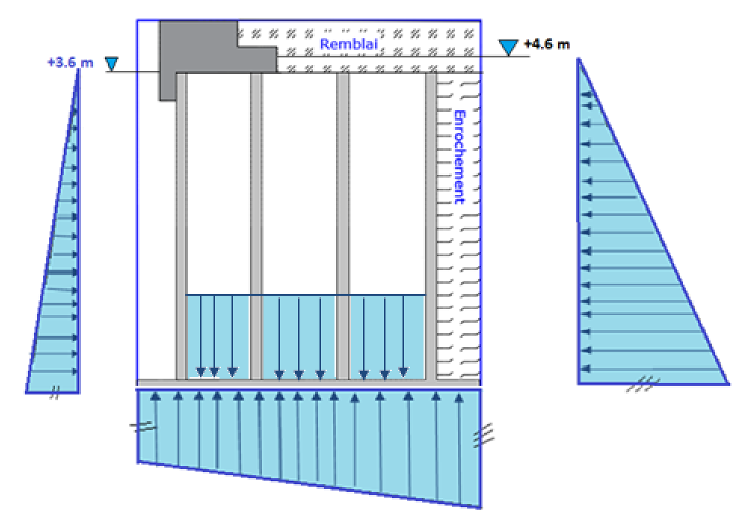


Figure 74:Diagramme de poussée hydrostatique (Cas de haute marée)

IV.5.4.4 Poussée due aux surcharges uniformes :

Lorsque le terre-plein situé derrière le mur est chargé par une charge « q » uniformément répartie, la poussée qui en résulte, appliquée au milieu de l'écran fictif, a pour expression : $S = K_{as}.q.H$

Avec :

K_{as} : Coefficient de poussée statique

H : hauteur du quai

$$\begin{cases} S_n = q.K_{an}.H \\ S_t = q.K_{at}.H \end{cases}$$

Si le sol derrière le mur est stratifié, l'expression de la poussée serait :

$$\begin{cases} S_n = q.\sum_i K_{ani}.h_i \\ S_t = q.\sum_i K_{ati}.h_i \end{cases}$$

Avec : i est le numéro de la couche du sol

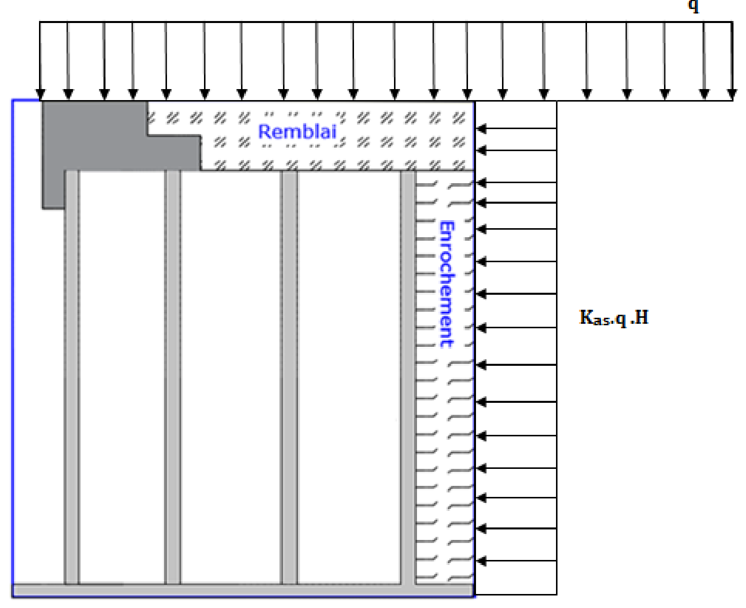


Figure 75:Poussée due à la surcharge uniforme

- Le détail de calcul est présenté dans l'annexe n°6

IV.5.4.5 Effort du portique sur le couronnement

Le couronnement subit les deux forces: horizontale et verticale des rails de portique et les transmet au mur, la force verticale est stabilisante alors que celle horizontale est renversante. La distance du rail avant par rapport à la magistrale recommandée par le constructeur du portique est de 3 m. Le rail côté mer applique une force d'intensité 20 t/ml.

Le rail côté terre induit une poussée qui sera déterminée par la méthode de Krey.

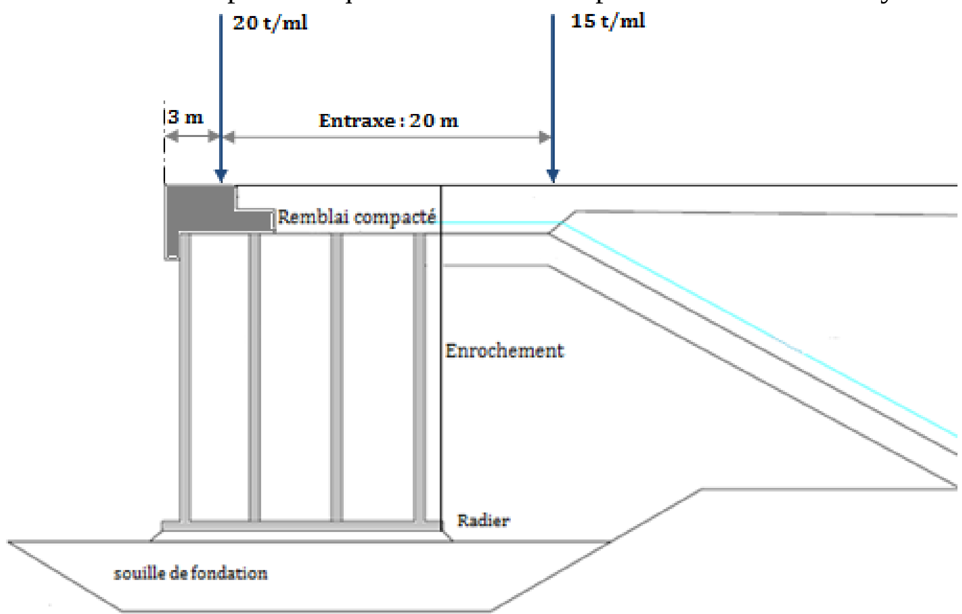


Figure 76:Poids de la grue à déchargement continu

IV.5.4.6 Poussée due à la surcharge du portique sur le côté terre :

On utilise la méthode de Krey généralisée selon les matériaux rencontrés dont la diffusion de la poussée se développe dans une zone délimitée par :

✓ Dans le sens vertical: deux plans passant par le bord parallèles au mur du linéaire d'impact et inclinés de θ et de (π/4+φ/2) sur l'horizontale.la hauteur d'application de la poussée (Z_2-Z_1).

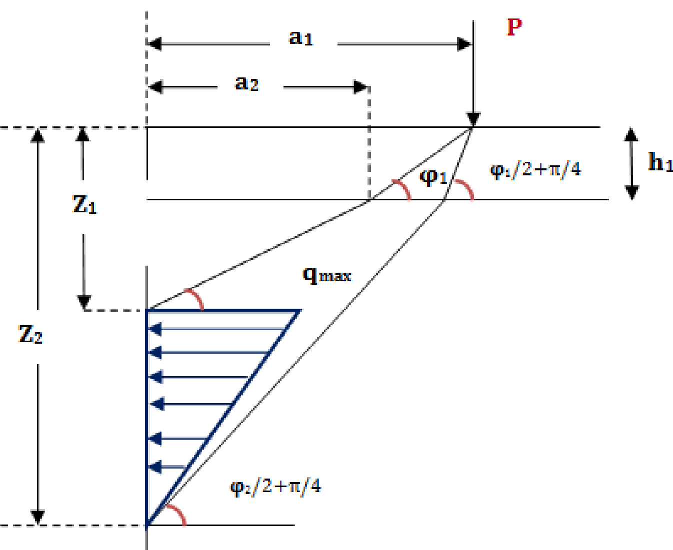


Figure 77:Répartition verticale de la surcharge selon la méthode de Krey

Dans le sens horizontal: deux plans passant par les angles de la ligne d'impact et correspondant à une diffusion suivant un angle de 27° environ (pente ½)

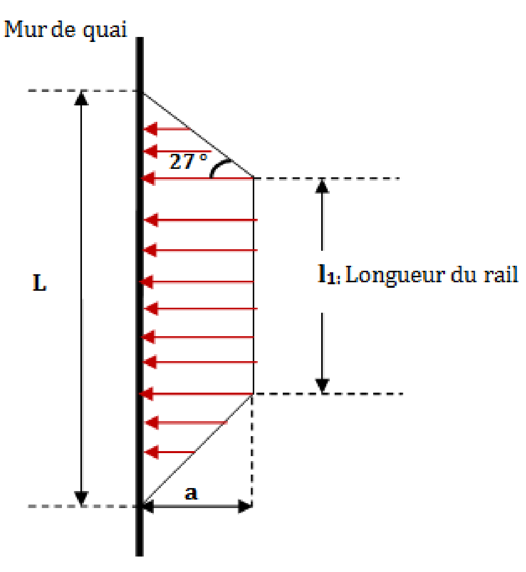


Figure 78:Répartition horizontale de la surcharge selon méthode de Krey

$$a_2 = \left(a_1 - \frac{h_1}{\tan \varphi_1}\right)$$
$$Z_1 = h_1 + a_2 * \tan \varphi_2$$
$$Z_2 = h_1 + a_2 * tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_2}{2}\right)$$

La résultante de la poussée des charges linéaires verticales du portique sur le mur est donnée par la formule suivante :

$$Q_p = P.tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_2}{2}\right)$$

- La poussée maximale est donnée par : $q_{max} = \frac{2.Q_p}{(z_2 - z_1)}$
- La poussée minimale est donnée par :

$$\begin{cases} si\ Z_2 < H :\ q_{min} = 0 \\ si\ Z_1 > H :\ q_{min} = \dfrac{z_2 - H}{(z_2 - z_1)}.q_{max} \end{cases}$$

Ainsi les deux composantes de la poussée (N, T) sont données par les algorithmes suivants :
Composante tangentielle :

$$\begin{cases} si\ Z_1 > H : T = 0\ sinon \\ si\ Z_2 > H\ ; T = P.tan\left(\dfrac{\pi}{4} - \dfrac{\varphi_2}{2}\right).\sin\delta \\ \text{sinon T} = \dfrac{(\mathrm{q_{max}} + \mathrm{q_{min}}).(\mathrm{H} - \mathrm{Z_1})}{2}.\sin\delta \end{cases}$$

Composante normale :

$$\begin{cases} si\ Z_1 > H : N = 0\ sinon\ ; \\ si\ Z_2 < H\ ; N = P.tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_2}{2}\right).\cos\delta; \\ \text{sinon N} = \frac{(\mathrm{q_{max}} + \mathrm{q_{min}}).(\mathrm{H} - \mathrm{Z_1})}{2}.\cos\delta \end{cases}$$

IV.5.4.7 Amarrage du bollard

L'effort d'amarrage Q appliqué sur les bollards, cet effort est incliné d'un angle α par rapport au plan horizontal. Les composantes verticale et horizontal de cet effort sont :

$$AM_V = \frac{AM.\sin\alpha}{L}$$

$$AM_H = \frac{AM.\cos\alpha}{L}$$

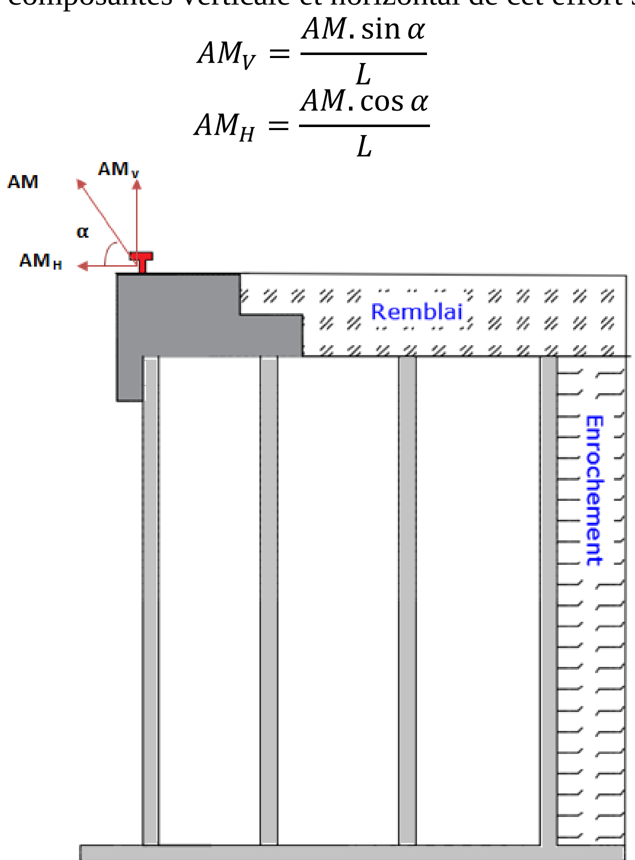


Figure 79:Effort d'amarrage sur le quai

IV.5.5 Calcul des efforts à l'état dynamique

Le quai est soumis dans le cas sismique aux efforts suivants :
1. Son poids propre
2. Poids des remplissages
3. Poids des remblais
4. Poussée du sol
5. Gradient hydraulique
6. Surcharge :
   - Surcharges de 4t/m² du terre-plein au séisme
   - Amarrage d'un bollard de 150t
   - Portique (Grue sur longrines arrière)
7. Pressions hydrodynamiques de l'eau
8. Incrément dynamique de poussée de sol
9. Incrément dynamique de poussée due aux surcharges
10. Effort sismique « E »

L'effet du séisme représente l'action résultante d'un séisme. En général, le comportement d'une structure durant un tremblement de terre est essentiellement un problème de vibrations.
La méthode généralement utilisée est celle du calcul statique équivalent. Elle consiste à ajouter des sollicitations verticales ascendantes ou descendantes ainsi que des sollicitations

horizontales. Les amplitudes sont définies à l'aide de coefficients $\sigma_h$et $\sigma_v$qui sont en fonction de l'accélération nominale $a_n$du site.
Ces sollicitations s'appliquent, d'une part, au soutènement lui-même et, d'autre part, au massif de terre. Les charges présentant des différences par rapport au cas statique seront présentées dans ce paragraphe.

IV.5.5.1 Paramètres sismiques :

La zone 3 se caractérise par un séisme moyen dont les valeurs de $a_N$sont comprises entre 0.1 et 0.2.

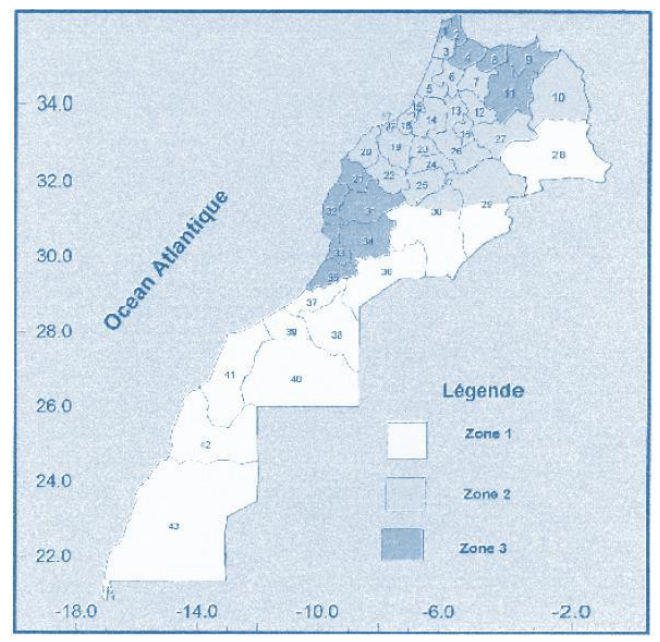


Figure 80: Zonage sismique du Maroc selon la RPS

Le RPS répartit les structures selon leur usage principal en deux classes de priorité, chacune affectée à un facteur additionnel de sécurité I :

- *Pour la classeI* : $I = 1.3$
- *Pour la classe II*: $I = 1.0$

La structure du mur de quai fait partie de*la classe II*, donc le coefficient additionnel de sécurité sera égal à $I = 1.0$
L'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné, dépend des conditions géologiques et géotechniques du sol. De ce fait, un classement des sites en trois types est adopté en fonction de leurs caractéristiques mécaniques:

Site	Nature	Coefficient τ
S1	Rocher toute profondeur Sols fermes épaisseur <15 m	1
S2	Sols fermes épaisseur >15m Sols moyennement ferme épaisseur <15m Sols mous épaisseur <15m	1.20
S3	Sols moyennement ferme épaisseur >15 m Sols mous épaisseur >10m	1.50

Tableau 8: Le coefficient d'amplification topographique τ en fonction de la nature du site

Notre projet se trouve dans une zone se caractérisant par un sol de ferme épaisseur inférieur à 15 m suivi d'un substratum rocheux. D'où, le coefficient d'amplification topographique τ sera pris égal à 1.

Les valeurs des coefficients σ_H et σ_v sont spécifiées dans le tableau suivant (AFPS 90) :

catégorie de site	σ_H			σ_V
	S1	S2	S3	
Ouvrage poids	$0.5\ a_N \tau/g$	$0.45\ a_N \tau/g$	$0.4\ a_N \tau/g$	$0.4^*\sigma_H$
Ouvrage ancré	$a_N \tau/g$	$0.9\ a_N \tau/g$	$0.8\ a_N \tau/g$	
Ouvrage non déplaçable	$1.3\ a_N \tau/g$	$1.15\ a_N \tau/g$	$a_N \tau/g$	

Tableau 9:Valeurs des coefficients sismiques en fonction du type d'ouvrage (AFPS 90)

Dans notre cas, les données sont :

$$\begin{cases} \frac{a_N}{g} = 0.18 \\ \tau = 1 \\ \sigma_H = 0.45 * \frac{a_N}{g} * \tau = 0.081 \\ \sigma_V = 0.4 * \sigma_H = 0.0324 \end{cases}$$

Sous l'action des charges dynamiques (explosions, séismes), il peut y avoir amplification de la poussée latérale appliquée au mur de quai, voire perte de sa stabilité par translation ou par rotation. Donc, les ouvrages construits dans des zones sismiques doivent être conçus pour résister à ces efforts.
Pour étudier la situation sismique, il faut étudier deux combinaisons :

- $(\sigma_{H,}\sigma_v)$: qui correspond à un séisme ascendant (combinaison a)
- $(\sigma_{H,} - \sigma_v)$: qui correspond à un séisme descendant (combinaison b)

IV.5.5.2 Incrément dynamique de poussée de sol

Les surcharges dynamiques augmentent la poussée et diminuent la butée des terres. La méthode de Coulomb est bien adaptée à la prise en compte de ces surcharges sous forme pseudostatique : c'est la méthode dite de Mononobe-Okabe, qui reste limitée à des remblais sans eau et sans cohésion, et est très utilisée dans les études de stabilité sismique.
La poussée dynamique totale s'écrit :

$$P_{ad} = 0{,}5.\gamma.H^{2}.(1 \pm \sigma_v).K_{ad}$$

Le coefficient de poussée dynamique active K_{ad} est donnée par la formule suivante :

$$K_{ad} = \frac{cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta).[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta+\varphi).\sin(\varphi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}]^2}$$

L'angle apparent θ avec la verticale de la résultante de masse appliquée à l'épaulement par le mur du quai sous excitation sismique.
La valeur de θ est donnée par :

- Pour les sols situés au-dessus de la nappe phréatique :

$\theta = \arctan[\frac{\sigma_H}{(1\pm\sigma_v)}]$ (Séisme vers le haut ou vers le bas)

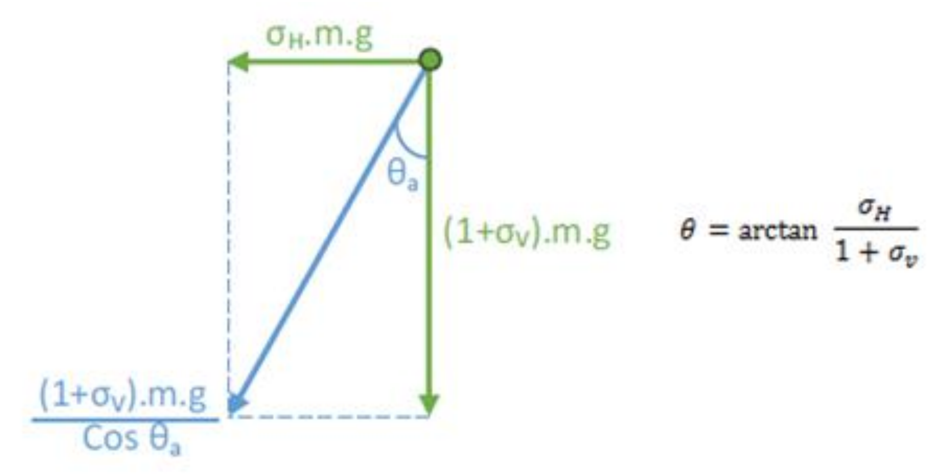


Figure 81: L'angle apparent θ pour un séisme descendant

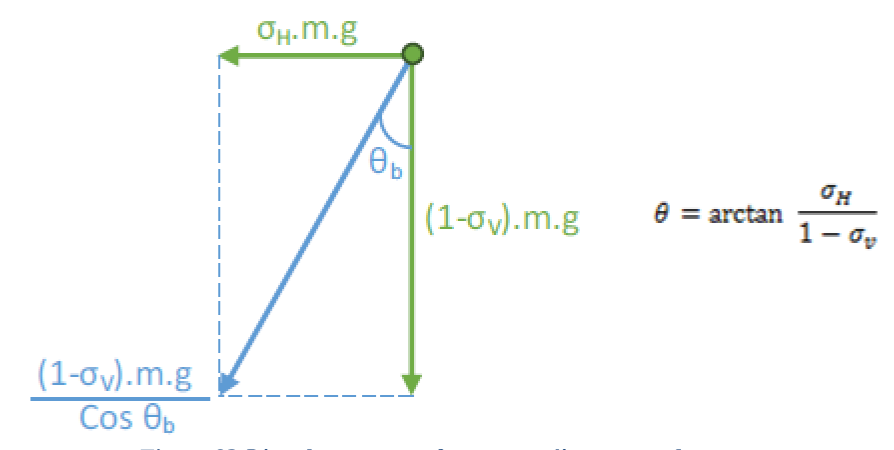


Figure 82:L'angle apparent θ pour un séisme ascendant

- Pour les sols situés au-dessous de la nappe phréatique :

$\theta = \arctan[\frac{\gamma_d.\sigma_H}{(\gamma'\pm\sigma_v.\gamma_d)}]$ (Séisme vers le haut ou vers le bas)

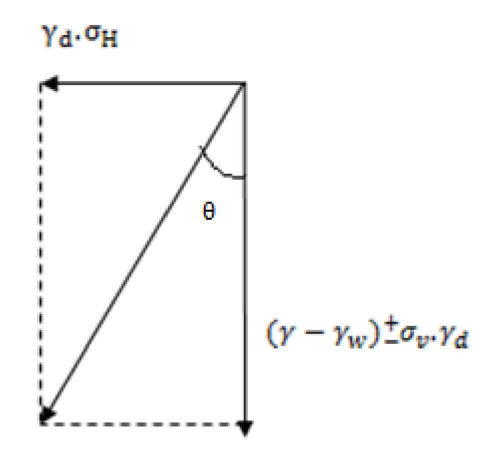


Figure 83:L'angle apparent θ pour les sols situés au-dessous de la nappe phréatique

Pour l'Enrochement de l'épaulement :

Séisme descendant					H	V
Au-dessous nappe	θ=	7,174	Kad1	0,269	0,2615	0,0619
Au-dessus nappe	θ=	4,486	Kad3	0,242	0,2351	0,0557
Séisme ascendant						
Au-dessous nappe	θ=	7,967	Kad2	0,277	0,2698	0,0639
Au-dessus nappe	θ=	4,785	Kad4	0,245	0,2379	0,0563

Pour le Remblai compacté :

Séisme descendant					H	V
Au-dessous nappe	θ=	7,174	Kad1	0,326	0,3190	0,0658
Au-dessus nappe	θ=	4,486	Kad3	0,295	0,2892	0,0597
Séisme ascendant						
Au-dessus nappe	θ=	4,785	Kad4	0,299	0,2923	0,0603
Au-dessous nappe	θ=	7,967	Kad2	0,335	0,3285	0,0678

En ce qui concerne le massif de terre soutenu, ces sollicitations conduisent à ajouter à la résultante de la poussée sous sollicitation statique P_{as} une poussée complémentaire dynamique ΔP_{ad} dont le point d'application est situé dans la moitié supérieure du mur.
Selon Seed Whitman, cette poussée s'applique généralement à une distance comptée à partir de la base, de l'ordre de 0.6H.
Cette poussée complémentaire est la différence entre la poussée dynamique et celle statique

$$\Delta P_{ad} = P_{ad} - P_{as}$$

Les deux composantes de cette poussée s'écrivent en termes de contraintes :

$$\begin{cases} \mathrm{n_{ad}}(\mathrm{z}) = \gamma.K_{ad2}.cos\delta.z \\ \mathrm{t_{ad}}(\mathrm{z}) = \gamma.K_{at2}.sin\delta.z \end{cases}$$

L'incrément sismique de la poussée du sol sur l'écran fictif de la paroi est donné par :

$$\Delta P = P_{ad} - P_0 = 0{,}5.\gamma.\mathrm{H}^2.((1 \pm \sigma_v).K_{ad} - K_{as})$$

Ainsi, on suit la démarche suivante:

- On calcule P_0appliquée au tiers inférieur à partir de la base (Calculée avec $\delta = \varphi/3$)
- On calcule P_{ad}par la formule de Mononobe-Okabe ;
- On déduit $\Delta P = P_{ad} - P_0$ (en norme et non pas en vecteurs) ;

IV.5.5.3 Incrément dynamique de poussée dû aux surcharges uniformes :

Lorsque le terre-plein supporte une surcharge uniforme q, on fait l'hypothèse que cette surcharge subit les mêmes effets que la masse du sol au cours du séisme et reste liée à ce dernier; la poussée dynamique active due aux surcharges devient :

$$S_{ad} = q.H.(1 \pm \sigma_v).K_{ad}$$

La poussée dynamique active sera décomposée en deux efforts :

- La poussée statique S_{as} déjà calculée dans le cas statique est : $S_{as} = q.H.K_{as}$et s'appliquant à mi-hauteur de mur H/2
- L'incrément dynamique de poussée active défini par :

$$\Delta S_{ad} = S_{ad} - S_{as} = q.H.[(1 \pm \sigma_v).K_{ad} - K_{as}]$$

Il s'applique au tiers supérieur du mur.
Avec :
H: est la hauteur totale du quai.
En se basant sur les mêmes valeurs des coefficients de poussées actives et dynamiques des remblais, et suivant les mêmes hypothèses (δ=φ/3), on a respectivement les poussées actives et dynamiques dues à la surcharge « q » du terre-plein pour les deux combinaisons (a) et (b).

IV.5.5.4 Surpression hydrodynamique :

Pour les murs de quai, la face avant du parement est également soumise pendant les séismes à des effets hydrodynamiques. Pour le calcul de la surpression hydrodynamique, on prendra conformément à l'article 16.442 de l'AFPS l'hypothèse de Westergaard qui consiste à schématiser cette surpression par une courbe de pression parabolique telle que :

$$p(z) = 0{,}35.\gamma_w.\sigma_H.\sqrt{Hz}$$

Avec :
H : hauteur de la nappe au-dessus du pied de l'ouvrage;

z : côte du point considéré en dessous du niveau de la nappe $0 \leq z \leq H$;

γ_w: Le poids volumique de l'eau;

σ_H: Coefficient sismique horizontal.

La résultante de cette surpression pseudo-dynamique est calculée par intégration de p(z) entre $z_i$et z_f.

$$\begin{cases} P_{dep} = \dfrac{7}{30}.\gamma_w.\sigma_H.\sqrt{H}.(z_f^{\frac{3}{2}} - z_i^{\frac{3}{2}}) \\ \left(z_f^{\frac{3}{2}} - z_i^{\frac{3}{2}}\right) = H^{\frac{3}{2}} \end{cases}$$

Soit : $P_{dep} = \frac{7}{30}.\gamma_w.\sigma_H.H^2$

Son point d'application se situe à la côte : 0,6*H en-dessous du niveau de la nappe.

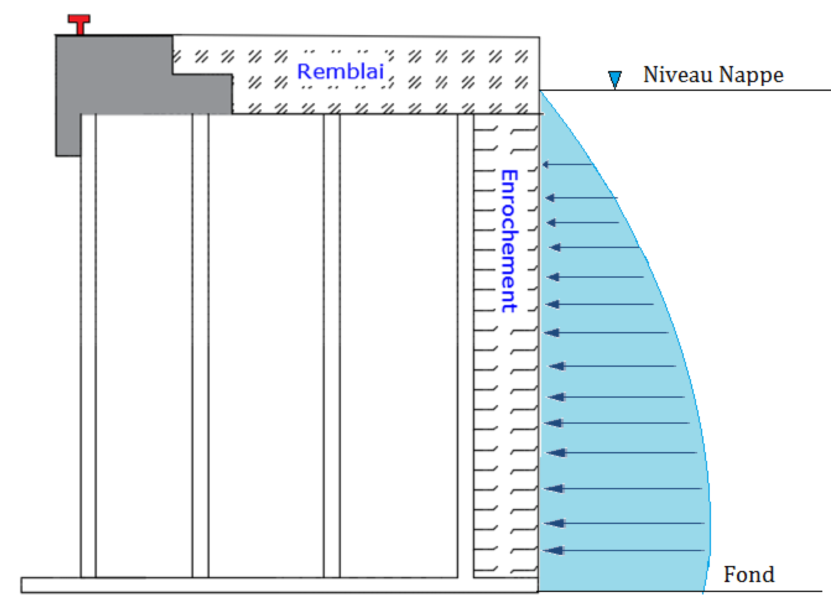


Figure 84:Force hydrodynamique de l'eau (Surpression)

La surpression hydrodynamique équivalente donnée par :

$$q(z) = 0{,}35.\gamma_w.\sigma_H.\sqrt{Hz}$$

Avec :

$$\begin{cases} H = +4.6 - (-16.5) = 21.1\ m \text{ en haute marée.} \\ H = +1.4 - (-16.5) = 17.9 \text{ m en basse marée.} \end{cases}$$

z : côte du point considéré en dessous du niveau de la nappe $0 \le z \le H$;

$\gamma_w = 1.03\ t/m^3$: Le poids volumique de l'eau

$\sigma_H = 0.081$: Coefficient sismique horizontal.

Les composantes de cette surpression sont :

$$\begin{cases} H = 0 \text{ t/ml} \\ V = \frac{7}{30}.\gamma_w.\sigma_H.H^2 = 7.78 \text{ t/ml} \end{cases}$$

- ✓ Les courbes de surpression sont présentées dans l'annexe n°11.

IV.5.5.5 Dépression dynamique :

Lorsqu'il existe à l'aval de l'ouvrage un plan d'eau libre de profondeur H, il est tenu compte des dépressions hydrodynamiques consécutives à la mise en oscillation du plan d'eau en considérant une dépression statique équivalente égale à **:**

$$q(z) = \frac{7}{8}.\gamma_w.\sigma_H.\sqrt{Hz}$$

La résultante de cette surpression pseudo-dynamique est calculée par intégration de q(z) entre z_i et z_f

$$\begin{cases} Q_{dep} = \frac{7}{30}.\gamma_w.\sigma_H.\sqrt{H}.(z_f^{\frac{3}{2}} - z_i^{\frac{3}{2}}) \\ \left(z_f^{\frac{3}{2}} - z_i^{\frac{3}{2}}\right) = H^{\frac{3}{2}} \end{cases}$$

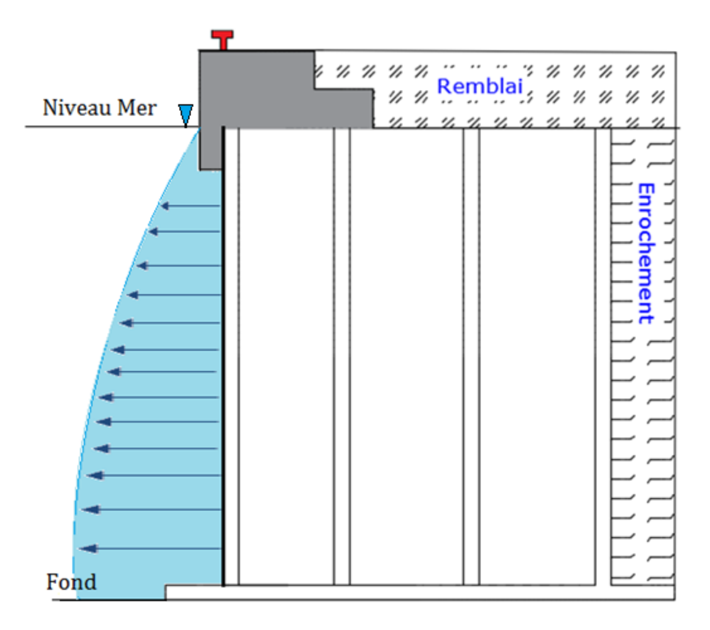


Figure 85: Force hydrodynamique de l'eau (Dépression)

La résultante de cette dépression pseudo-dynamique a donc pour intensité :

$$Q_{dep} = \frac{7}{12} . \gamma_w . \sigma_H . H^2$$

Son point d'application se trouve à la côte : 0,6 H au-dessous du plan d'eau.
Lorsqu'il existe à l'aval de l'ouvrage un plan d'eau libre de profondeur H, il est tenu compte des dépressions hydrodynamiques consécutives à la mise en oscillation du plan d'eau en considérant une dépression statique équivalente égale à **:**

$$q(z) = \frac{7}{8} . \gamma_w . \sigma_H . \sqrt{Hz}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathrm{H} = 3.6 - (-15.4) = 19\ m \text{ en haute marée.} \\ \mathrm{H} = +0.4 - (-15.4) = 15.8 \text{ m en basse marée.} \end{cases}$$

Les composantes de cette dépression sont :

$$\begin{cases} \mathrm{H} = 0 \text{ t/ml} \\ \mathrm{V} = \frac{7}{12} . \gamma_w . \sigma_H . H^2 = 17.57 \text{ t/ml} \end{cases}$$

- ✓ Les courbes de dépression sont présentées dans l'annexe n°12.

IV.5.5.6 Effort sismique :

Aux forces statiques s'exerçant sur le mur, on ajoute les forces d'inertie. Ces forces sont évaluées en prenant comme coefficient sismique la valeur de l'accélération maximale en surface du sol.
L'effort sismique, appliqué dans la mi-hauteur de l'écran fictif du mur, est donné par :

$$\begin{cases} \mathrm{E_H} = \sigma_\mathrm{H} . \mathrm{P} \\ \mathrm{E_v} = \pm \sigma_\mathrm{v} . \mathrm{P} \end{cases}$$

Avec : P est le poids du mur de quai.

IV.5.6 Calcul des efforts

IV.5.6.1 Etat statique

Tableau 10:Efforts statiques appliquées en basse marée

Actions	Basse marrée					
	Composantes		eh	ev	Moments	
	H	V			H	V
Poids propre	0	435,517	0	8,762	0	3816,236
Poussée statique des terres	68,293	34,189	8,393	14,5	573,194	495,740
Poussée hydrostatique	17,407	0	8,252	0	143,650	0
Sous-pression	0	-16,48	0	10,666	0	-175,787
Effort d'amarrage	6,200	-3,579	23,3	1,7	144,475	-6,085
Poussée de la surcharge du portique	6,422	2,770	16	13,355	102,761	37,000
Portique sur couronnement	0	20	0	3,7	0	74
Poussée surcharge d'exploitation	18,573	4,326	11,771	14,5	218,626	62,7406
Surcharge d'exploitation	0	64	0	8,35	0	534,4

Tableau 11:Efforts statiques appliquées en haute marée

Actions	Haute marrée					
	Composantes		eh	ev	Moments	
	H	V			H	V
Poids propre	0	421,777		8,762	0	3695,839
Poussée statique des terres	58,807	29,433	6,992	12,483	411,202	367,424
Poussée hydrostatique	20,703	0	9,852	0	203,967	0
Sous-pression	0	-8	0	10,666	0	-85,333
Effort d'amarrage	6,200	-3,579	23,3	1,7	144,475	-6,085
Poussée de la surcharge du portique	6,422	2,770	16	13,355	102,761	37,00
Portique sur couronnement	0	20	0	3,7	0	74
Poussée surcharge d'exploitation	18,573	4,326	11,771	14,5	218,626	62,740
Surcharge d'exploitation	0	64	0	8,35	0	534,4

IV.5.6.2 Etat dynamique

IV.5.6.2.1 Séisme descendant

Tableau 12:les efforts sismiques appliquées en basse marée (séisme descendant)

actions	Basse marrée					
	Composantes		eh	ev	Moments	
	H	V			H	V
Poids dynamique	35,276	14,110	0	8,762	0	123,646
Poussée statique des terres	75,149	17,759	8,391	14,5	630,619	257,508
la poussée dynamique des terres	80,031	18,831	12,604	14,5	1008,756	273,057
Surpression hydrodynamique	6,237	0	7,16	0	44,659	0
Dépression hydrodynamique	5,559	0	6,76	0	37,585	0
la surcharge dynamique	24,887	5,8074	11,756	14,5	292,583	84,207

surcharge d'exploitation	0	64	0	8,35	0	534,4

Tableau 13:les efforts sismiques appliquées en haute marée (séisme descendant)

	Haute marrée					
actions	Composantes		eh	ev	Moments	
	H	V			H	V
Poids dynamique	35,276	14,110		8,762	0	123,646
Poussée statique des terres	64,710	15,289	6,990	12,483	452,379	190,860
la poussée dynamique des terres	69,967	16,471	8,918	14,5	624,025	238,836
Surpression hydrodynamique	8,666	0	8,44	0	73,148	0
Dépression hydrodynamique	7,864	0	8,04	0	63,233	0
la surcharge dynamique	25,127	5,864	11,852	14,5	297,835	85,031
surcharge d'exploitation	0	64	0	8,35	0	534,4

IV.5.6.2.2 Séisme ascendant

Tableau 14:les efforts sismiques appliquées en basse marée (séisme ascendant)

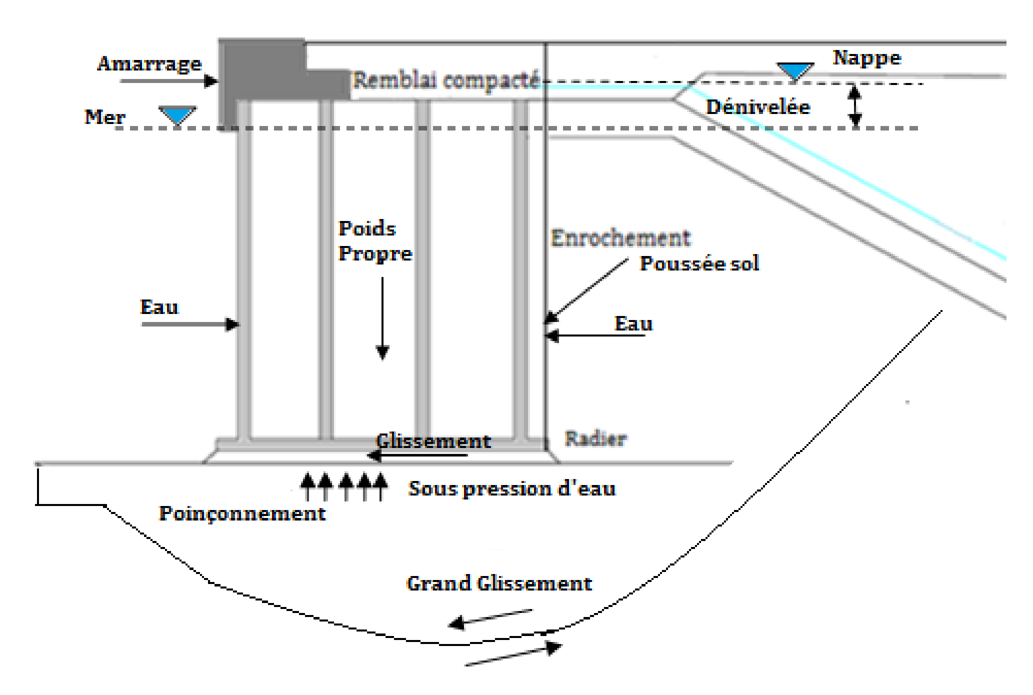
	Basse marrée					
Actions	Composantes		eh	ev	Moments	
	H	V			H	V
Poids dynamique	35,2768	-14,110		8,762	0	-123,646
Poussée statique des terres	75,149	17,759	8,391	14,5	630,619	257,508
La poussée dynamique des terres	80,627	18,944	12,496	14,5	1007,556	274,694
Surpression hydrodynamique	6,237	0	7,16	0	44,659	0
Dépression hydrodynamique	5,559	0	6,76	0	37,585	0
La surcharge dynamique	24,320	21,798	11,858	14,5	288,420	316,08
Surcharge d'exploitation	0	64	0	8,35	0	534,4

Tableau 15:les efforts sismiques appliquées en haute marée (séisme ascendant)

	Haute marrée					
actions	Composantes		eh	ev	Moments	
	H	V			H	V
Poids dynamique	34,163	-13,665		8,762	0	-119,745
Poussée statique des terres	64,710	15,289	6,990	12,483	452,379	190,860
la poussée dynamique des terres	69,773	16,419	8,814	14,5	614,990	238,085
Surpression hydrodynamique	8,666	0	8,44	0	73,148	0
Dépression hydrodynamique	7,864	0	8,04	0	63,233	0
la surcharge dynamique	24,592	22,070	11,969	14,5	294,376	320,023
surcharge d'exploitation	0	64	0	8,35	0	534,4

IV.5.7 Vérification de la stabilité globale :

Les tableaux récapitulatifs que donne le programme, tiennent compte des différents efforts agissant sur le caisson, le schéma suivant résume ces différents efforts :



La stabilité du caisson nécessite la justification vis-à-vis le glissement, le renversement et le poinçonnement.

IV.5.7.1 Conventions :

- Le sens positif des efforts verticaux est dirigé du haut vers le bas.
- Le sens positif des efforts horizontaux est dirigé du terre-plein vers le bassin.
- Le bras de levier d'une force est déterminé par rapport à la demi-largeur du radier.

IV.5.7.2 Unités utilisées :

- Les distances sont mesurées en mètre (m).
- Les charges sont unitaires calculées en tonne par mètre linéaire de quai (T/ml)
- Les moments sont calculés en T .m/ml
- Les angles sont en degré (°)
- Le facteur de gravité = 9,81 m/s

IV.5.7.3 Règlement :

Les calculs de stabilité du mur de quai : glissement, décompression et poinçonnement ; suivront les règles du fascicule 62 titre V concernant les états limites de service et les états limites ultimes statiques et les recommandations de l'AFPS 90 concernant les états limites ultimes sismiques.

IV.5.8 Actions :

IV.5.8.1 Actions permanentes

- Actions dues au poids propre de l'ouvrage(Gp) ;
- Actions de poussée des terres (Gps) ;

IV.5.8.2 Actions variables

- **Charge sur plateforme (Tpk) :**

Il convient de considérer une surcharge générale de 4 t/m².

- **Amarrage(Am)**

Le quai sera équipé de bollards de 150T avec un espacement de 20.95m.
Il convient de considérer un effort d'amarrage de 150T avec une inclinaison de 30° par rapport à l'horizontale.

- **Actions du portique (Out)**

Elles concernent l'outillage portuaire (Rail avant et rail arrière)

  - Entraxe des rails : 20 m
  - La distance du rail avant par rapport à la magistrale recommandée par le constructeur du portique est de 3 m

IV.5.8.3 Actions accidentelles ou sismiques

L'effet du séisme se traduit par l'apparition de nouvelles actions dynamiques qui résultent toutes de l'accélération sismique :

- Effort du au poids de l'ouvrage (EP)
- Dépression hydrodynamique à l'aval (EDW)
- Surpression hydrodynamique à l'amont (EWW)

IV.5.9 Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul:

Les calculs adoptés pour la justification de la stabilité des murs de quai sont menés pour les combinaisons les plus défavorables.
On note :

$$\begin{cases} G_{max}\text{: Actions permanentes défavorables.} \\ G_{min}\text{: Actions permanentes favorables.} \\ G_w\text{: actions des pressions statiques de l'eau.} \\ G_{sn}\text{: actions éventuelles de frottement négatif.} \\ G_{ps}\text{.: actions éventuelles de poussées latérales.} \\ F_w\text{: actions hydrodynamiques dans la situation considérée.} \\ Q_{1k}\text{: valeur caractéristique de l'action variable de base.} \\ \Psi_{0i}.Q_{ik}\text{: Valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement.} \end{cases}$$

Le coefficient γ_{Gw} vaut : 1,05 lorsque la pression de l´eau présente un caractère défavorable.
Le coefficient γ_{Fw} vaut 1,2 ou 0,9, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.
Le coefficient $\gamma_{F1Q_{1k}}$ vaut 1.33 dans le cas général et 1,20 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier.

$$\begin{cases} F_a\text{: Valeur nominale de l'action accidentelle} \\ \Psi_{11}.Q_{1k}\text{: Valeur fréquente d'une action variable } Q_1 \\ \Psi_{2i}.Q_{1k}\text{: Valeur quasi permanente d'une autre action variable Q} \end{cases}$$

IV.5.9.1 Etats-limites de service:

- Combinaisons fréquentes :

$$S\{G_{max} + G_{min} + G_w + F_w + G_{sn} + G_{ps} + \Psi_{11}.Q_{1k} + X(\Psi_{2i}.Q_{1k})\}$$

- Combinaisons rares :

$$S\{G_{max} + G_{min} + G_w + F_w + G_{sn} + G_{ps} + \Psi_{11}.Q_{1k} + X(\Psi_{0i}.Q_{1k})\}$$

IV.5.9.2 Etats-limites ultimes:

- Combinaisons fondamentales :

$1.125 * S\{ 1.2\ G_{max} + 0.9\ G_{min} + \gamma_{Gw}\ G_w + \gamma_{Gsn} G_{sn} + \gamma_{Gps} G_{ps} + \gamma_{Fw}\ F_w + \gamma_{F1Q_{1k}}. Q_{1k} + X(1.15\ \Psi_{01}. Q_{1k})\}$

- Combinaisons sismiques:

S $\{ G_{max} + G_{min} + G_w + F_w + F_a + G_{sn} + G_{ps} + \Psi_{11}. Q_{1k} + X(\Psi_{2i}. Q_{1k})\}$

IV.5.10 Justifications

IV.5.10.1 Etat limite de glissement: (ELU-F et ELU-S)

IV.5.10.1.1 ELU– Fondamental

$C_{ELUF}1: \ 1{,}125(0{,}9Gp + 0{,}9Gs + 1{,}2Gsp + 1{,}05Gw + 1{,}33Tpk + 0{,}77Am + 1{,}00Out)$

$C_{ELUF}2: \ 1{,}125(0{,}9Gp + 0{,}9Gs + 1{,}2Gsp + 1{,}05Gw + 0{,}77Tpk + 1{,}10Am + 1{,}00Out)$

IV.5.10.1.2 ELU-Sismique

$C_{ELUF}1: PP + Gs + Gps + W + (EP + EPD + 0{,}4EDW + EWW) + 0{,}8Tpk + 0{,}4Out$

$C_{ELUF}2: PP + Gs + Gps + W + (EP + EPD + 0{,}4EDW + EWW) + 0{,}4Tpk + 0{,}4Am + 0{,}4Out$

IV.5.10.2 Etat limite de décompression : (ELU-F ; ELU-S ; ELS-R et ELS-Q)

IV.5.10.2.1 ELU-Fondamental

$C_{ELUF}1: \ 1{,}125(0{,}9Gp + 0{,}9Gs + 1{,}2Gsp + 1{,}05Gw + 1{,}33Tpk + 0{,}77Am + 1{,}00Out)$

$C_{ELUF}2: \ 1{,}125(0{,}9Gp + 0{,}9Gs + 1{,}2Gsp + 1{,}05Gw + 0{,}77Tpk + 1{,}10Am + 1{,}00Out)$

IV.5.10.2.2 ELU-Sismique

$C_{ELUF}1: PP + Gs + Gps + W + (EP + EPD + 0{,}4EDW + EWW) + 0{,}8Tpk + 0{,}4Out$

$C_{ELUF}2: PP + Gs + Gps + W + (EP + EPD + 0{,}4EDW + EWW) + 0{,}4Tpk + 0{,}4Am + 0{,}4Out$

IV.5.10.3 ELS-Rare(Caractéristique)

$C_{ELSR}1: \ PP + Gs + Gps + W + Tpk + 0{,}77Am + 1{,}0Out$

$C_{ELSR}2: \ PP + Gs + Gps + W + 0{,}77Tpk + Am + 1{,}0Out$

IV.5.10.3.1 ELS-Fréquent

$C_{ELSF}1: \ PP + Gs + Gps + W + 0{,}4Tpk + 0{,}2Am + 0{,}5Out$

$C_{ELSF}2: \ PP + Gs + Gps + W + 0{,}2Tpk + 0{,}4Am + 0{,}5Out$

IV.5.10.4 Etat limite de mobilisation du sol en fondation

IV.5.10.4.1 ELU– Fondamental

$C_{ELUF}1: \ 1{,}125(0{,}9Gp + 0{,}9Gs + 1{,}2Gsp + 1{,}05Gw + 1{,}33Tpk + 0{,}77Am + 1{,}00Out)$

$C_{ELUF}2: \ 1{,}125(0{,}9Gp + 0{,}9Gs + 1{,}2Gsp + 1{,}05Gw + 0{,}77Tpk + 1{,}10Am + 1{,}00Out)$

IV.5.10.4.2 ELU-Sismique

$C_{ELUS}1: PP + Gs + Gps + W + (EP + EPD + 0{,}4EDW + EWW) + 0{,}8Tpk + 0{,}4Out$

$C_{ELUS}2: PP + Gs + Gps + W + (EP + EPD + 0{,}4EDW + EWW) + 0{,}4Tpk + 0{,}4Am + 0{,}4Out$

IV.5.10.4.3 ELS-Rare

$C_{ELSR}1: \ PP + Gs + Gps + W + Tpk + 0{,}77Am + 1{,}0Out$

$C_{ELSR}2: \ PP + Gs + Gps + W + 0{,}77Tpk + Am + 1{,}0Out$

IV.6 Vérification de la stabilité interne du mur de quai :

La justification de la stabilité interne consiste à vérifier la stabilité de chaque élément du glissement et de la décompression en considérant les charges qui lui sont appliquées ainsi, et ceci pour les différents états limites suivants :

• Deux vérification vis-à-vis du glissement :
- Vérification en état limite ultime fondamental : ELU-F **(Fascicule 62 titre V art. B.3.4)**
- Vérification en état limite ultime sismique : ELU-S **(AFPS 90 Art 16.53)**
• Quatre vérification vis-à-vis de la décompression :
- Vérification en état limite de service rare : ELS-R **(Fascicule 62 titre V art. B3.3)**
- Vérification en état limite de service fréquent : ELS-F **(Fascicule 62 titre V art. B3.3)**
- Vérification en état limite ultime fondamental : ELU-F **(Fascicule 62 titre V art B.3.2)**
- Vérification en état limite ultime sismique : ELU-S **(AFPS 90 art 16.55)**

Note : La justification de la stabilité vis-à-vis du renversement de l'ouvrage sera assurée implicitement par la justification de la décompression.

Dans notre cas, l'élément pour lequel on va vérifier la stabilité interne est la poutre de couronnement.

IV.6.1 Vérification vis-à-vis du glissement :

Le glissement est vérifié en fonction des combinaisons de charges considérées ainsi que des coefficients de frottement adaptés.
D'après le guide de SETRA : « Les ouvrages de soutènement, guide de conception générale » la stabilité au glissement est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$H \leq \frac{V.\tan\varphi'}{\gamma_{g1}} + \frac{c'.A'}{\gamma_{g2}}$$

H et V sont les composantes horizontale et verticale de la force appliquée sur la base de la fondation, A' la surface comprimée de celle-ci, l'angle de frottement interne du sol et c' la cohésion drainée du sol sous la fondation. γ_{g1}et γ_{g2}sont des coefficients partiels de sécurité. En général on prend $\gamma_{g1} = 1.2$et $\gamma_{g2} = 1.5$.
Or dans notre cas $c' = 0$.
Donc la condition à satisfaire est : $H \leq \frac{V.\tan\varphi\prime}{\gamma_{g1}}$, et si on pose $F_{sg} = \frac{V.\tan\varphi}{H}$(coefficient de sécurité au glissement),
On doit donc avoir :$F_{sg} \geq 1.2$

IV.6.2 Vérification vis-à-vis de la décompression :

La surface comprimée A' doit rester supérieure à une fraction donnée de la surface totale A.
La condition à vérifier est la suivante:

$$C = \frac{A'}{A} \geq C_s$$

C_s : Coefficient de sécurité minimal de décompression en (%).

On calcule l'excentricité de l'effort V:

$$e = \frac{M}{V}$$

Avec :
• M : moment résultant par rapport au centre de la section ;
• V : effort normal résultant.
Alors, l'excentricité de l'effort normal V par rapport au centre de la section est donnée par :

$$e_c = \frac{B}{2} - \frac{M_{stab} + M_{destab}}{V}$$

On note : B la largeur du radier.

- Si $\frac{|e_c|}{B} \leq \frac{1}{6}$: on se trouve dans le noyau central (Surface entièrement comprimée) il n'y a pas de décompression.
- Si $\frac{|e_c|}{B} \geq \frac{1}{6}$: la surface est partiellement décomprimée et la largeur B′ comprimée se calcule par :

$$B' = \frac{3}{2}(B - 2 * |e|)$$

D'où, le coefficient de décompression C exprimé en pourcentage se calcul comme suit :

$$C = \frac{B'}{B} = 1.5 - 3 * \frac{|e|}{B}$$

IV.7 Vérification de la stabilité externe:

Après avoir vérifié la stabilité interne de la poutre de couronnement, on vérifie sa stabilité externe, en considérant l'ouvrage comme une seule structure monolithique subissant l'ensemble des charges cumulées citées auparavant.
La justification de la stabilité externe consiste à vérifier la stabilité de l'ensemble vis-à-vis du glissement du mur, de la décompression de sa base et du poinçonnement de la fondation pour les différents états limites :

IV.7.1 Vérification vis-à-vis du glissement :

Le glissement sera vérifié pour l'ensemble, de la même manière qu'en interne, avec les efforts et les coefficients de frottement adaptés, pour les états limites suivants : ELU-F et ELU-S

IV.7.2 Vérification vis-à-vis de la décompression :

La décompression de mur de quai sera vérifiée en considérant les efforts appliqués sur la structure entière.
La justification vis-à-vis de la décompression sera vérifiée pour les états limites suivants : ELS-R, ELS-F, ELU-F et ELU-S.

IV.7.3 Vérification vis-à-vis du poinçonnement de la fondation :

Le poinçonnement de la fondation du mur de quai sera vérifié pour les états limites suivants: ELS-R, ELU-F et ELU-S.

La vérification consiste à comparer la contrainte de référence définie ci-après, à la contrainte admissible pour le sol d'assise et le type d'état limite considéré.
On doit vérifier que :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q}.(q'_u - q'_0).i_{\delta\beta} + q'_0$$

Avec :

- q'_{ref} contrainte de référence;
- q'_u contrainte ultime sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée;
- q'_0 représente la contrainte verticale effective, que l'on obtiendrait dans le sol après travaux au niveau de la base de la fondation en faisant abstraction de celle-ci. S'il existe une nappe de niveau variable, cette contrainte est à calculer dans la situation dans laquelle la fondation est justifiée.
- $i_{\delta\beta}$ est un coefficient minorateur tenant compte de l´inclinaison de la charge et de la géométrie du sol de fondation. A défaut d´autres modèles fixés par le marché ou soumis au maître d'œuvre, $i_{\delta\beta}$est évalué suivant les indications de l'annexe F.1 de fascicule 62 titre V.

Sauf disposition différente du marché, $\gamma_q$prend la valeur 2 à l'ELU et 3 à l'ELS.
Le coefficient de sécurité au poinçonnement sera calculé par le rapport de la contrainte de référence q'_{ref} et la contrainte ultime q'_u :

$$F_s = \frac{q'_u}{q'_{ref}}$$

IV.7.3.1 La contrainte de référence q'_{ref}

La justification des fondations vis-à-vis du poinçonnement est menée à partir de la contrainte conventionnelle de référence notéeq'_{ref}. L'intérêt de cette contrainte est de tenir compte de l'effet défavorable de l'excentrement des charges.
Elle se calcule selon un modèle d'interaction sol-structure :

- **Modèle de Navier** : Répartition triangulaire ou trapézoïdale de la contrainte.
- **Modèle de Meyerhof** : Contrainte homogène appliquée à une partie seulement de la surface.

✓ Pour les semelles rectangulaires, on peut se servir de la méthode de Meyerhof, il est loisible d´admettre que les contraintes normales sont uniformes sur un rectangle de surface réduite, suivant le modèle de Meyerhof, qui consiste à considérer comme contrainte de référence la contrainte verticale moyenne sur une largeur réduite$B' = B - 2e_c$.

Avec :

- Excentricité de la force verticale appliquée sur la base du quai, par rapport au point O:

$$e_{/o} = \frac{M_s + M_r}{V}$$

- Excentricité de la force, par rapport au centre de gravité G du radier assimilé à une fondation superficielle:

$$e_c = \frac{B}{2} - |e_{/o}|$$

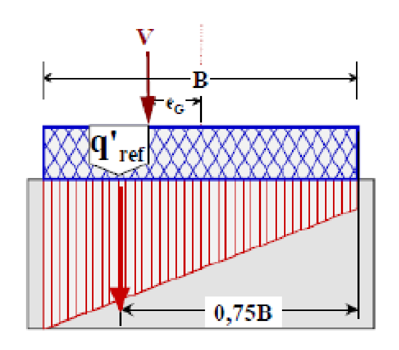
La contrainte de référence est alors une contrainte uniforme:

$$q_{ref} = \frac{V}{B - 2e_c}$$

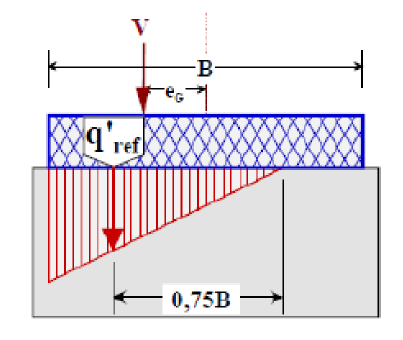
✓ Selon le modèle de **Navier**, la contrainte est définie par la formule suivante :

$$q'_{ref} = \frac{3.\, q_{max} + q_{min}}{4}$$

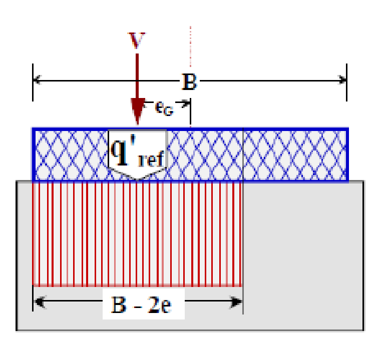
$qmax$ et $qmin$ sont respectivement les contraintes de compression maximale et minimale normales à la semelle. Si la semelle n'est pas entièrement comprimée, $qmin = 0$ et $qmax$est redéfini de façon que seule la zone comprimée équilibre les actions.



Semelle entièrement comprimée



Semelle partiellement comprimée



Modèle de MEYERHOF

Figure 86:Répartition des contraintes

IV.7.3.2 La contrainte de référence q'_u

La contrainte ultime q'_u correspond à la contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée, elle est calculée suivant le modèle de Meyerhof en utilisant la méthode c-φ qui consiste à prendre en compte l'effet de trois termes, un terme de surface, un de cohésion et un terme de profondeur :

$$q'_u = [\frac{1}{2}.B'.\gamma_1.s_\gamma.i_\gamma.d_\gamma.N_\gamma(\varphi) + c.s_c.i_c.d_c.N_c(\varphi) + (q + \gamma_2.D).s_q.i_q.d_q.N_q(\varphi)].i_\beta$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_1 : \text{Poids volumique du sol sous la base de la fondation} \\ \gamma_2 : \text{Poids volumique du sol latéralement à la fondation} \\ q : \text{Surcharge verticale latérale à la fondation.} \\ c : \text{Cohésion du sol sous la base de la fondation} \end{cases}$$

$N_\gamma(\varphi), N_c(\varphi)$ et $N_q(\varphi)$: sont les facteurs de portance, ne dépendent que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de fondation :

$$\begin{cases} N_q = tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})e^{\pi.tg\varphi} \\ N_c = \frac{N_q - 1}{tg\ \varphi} \\ N_\gamma = (N_q - 1).\tan(1.4\ \varphi)\ \ (\text{Référence de Meyerhoff}) \end{cases}$$

s_γ, s_c, s_q : sont les facteurs de forme. Pour notre cas , on a une semelle filante.
Donc $s_\gamma = s_c = s_q = 1$
d_γ, d_c, d_q sont les facteurs partiels :

$$\begin{cases} d_c = 1 + 0.2.\frac{D}{L}.tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \\ d_\gamma = d_q = 1 + 0.1.\frac{D}{L}.tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)\ \text{pour}\ \varphi > 10° \end{cases}$$

i_γ, i_c, i_q sont les coefficients réducteurs dus à l'inclinaison de la charge :
$\delta = \arctan\left(\frac{H}{V}\right)$: Inclinaison de la résultante des efforts par rapport à la verticale.
$i_c = i_q = (1 - \frac{\delta}{90})^2 ; i_\gamma = (1 - \frac{\delta}{\varphi})^2$
i_β est un coefficient réducteur dû à l'inclinaisondu talus de la fondation.
Conformément au fascicule 62 titre V, lorsqu'une fondation superficielle est fondée à proximité d'un talus, la portance du sol est réduite par le coefficient :

$$i_\beta = 1 - 0.9.\tan(\beta).[2 - \tan\beta].[\max\left(1 - \frac{d}{8B'}\right); 0]^2$$

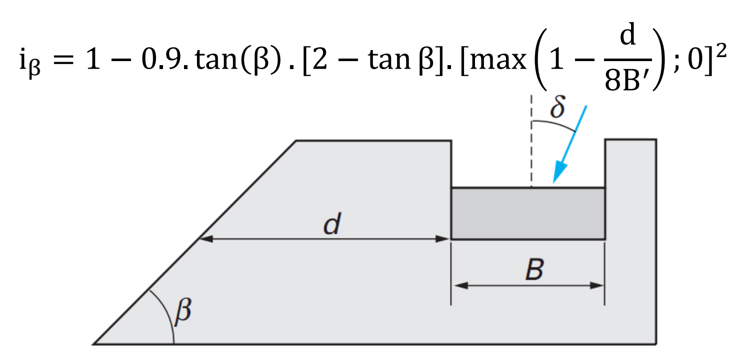
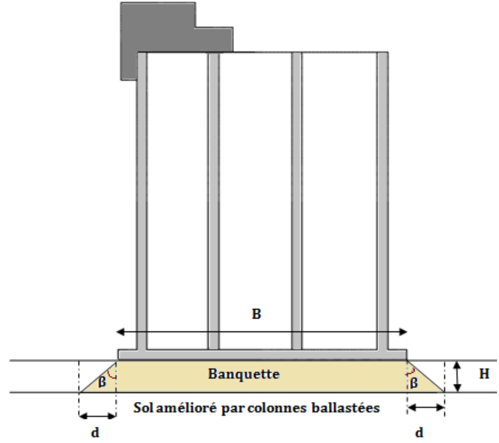


Figure 87:Fondation en crête de talus. Notations (fascicule 62-V,1993)

Avec
d : La distance du pied de la fondation à la crête du talus.
Le poinçonnement sera vérifié pour :

- La banquette 0.2-1T de la fondation.
- Le sol renforcé par colonnes ballastées.



Pour un angle $= 27\,°$,$\tan\beta = \frac{d}{H} = \frac{1}{2}$
La largeur de l'emprise de la banquette est donc :
$B + 2d = B + 2.\frac{H}{2} = B + H$

Figure 88:Banquette du caisson

IV.7.4 Application manuelle de vérification de la stabilité

IV.7.4.1 Calcul des efforts et moments

Tableau 16:calcul des efforts et moments dans les différents cas de charges en basse marée

			Basse marrée					
combinaisons			Composantes		eh	ev	Moments	
			H	V			H	V
ELUF		1	153,145	592,398	9,868	11,563	1511,378	5338,617
		2	143,746	548,023	9,929	11,655	1427,28	4960,159
ELUS	descendant	1	146,249	531,265	9,187	11,474	1343,621	4752,227
		2	138,774	504,058	9,255	11,480	1284,378	4502,349
	ascendant	1	146,391	515,949	9,1473	11,689	1339,091	4692,069
		2	139,143	482,346	9,209	11,674	1281,513	4349,443
ELS	rare	1	104,378	558,046	9,636	10,789	1005,828	5015,433
		2	100,080	541,508	9,879	10,831	988,773	4876,69
	fréquente	1	82,700	507,706	8,959	10,529	740,920	4605,117
		2	78,962	493,324	9,195	10,562	726,090	4484,471

Tableau 17:calcul des efforts et moments dans les différents cas de charges en haute marée

combinaisons			Haute marrée Composantes H	V	eh	ev	Moments H	V
ELUF		1	133,489	582,084	8,342	10,761	1113,634	5150,336
		2	119,486	537,709	7,7185	10,589	922,262	4771,878
ELUS	descendant	1	146,441	515,210	6,841	10,862	1001,84	4594,615
		2	138,870	487,981	5,940	10,600	824,9159	4348,06
	ascendant	1	137,993	500,347	7,174	11,049	990,037	4538,467
		2	125,676	466,635	6,480	10,74	814,491	4197,915
ELS	rare	1	79,0286	539,551	7,862	9,986	621,343	4766,719
		2	73,330	523,012	7,334	9,877	537,830	4627,977
	fréquente	1	68,207	489,210	7,640	9,970	521,138	4356,403
		2	63,253	474,829	7,090	9,865	448,517	4235,758

IV.7.4.2 *Vérification vis-à-vis du glissement*

Tableau 18:calcul des coefficients de sécurité vis-à-vis du glissement

			Basse marrée	Haute marrée	
ELUF		1	2,233	2,330	vérifié
		2	2,201	2,302	vérifié
ELUS	descendant	1	2,097	2,031	vérifié
		2	2,097	2,028	vérifié
	ascendant	1	2,034	2,093	vérifié
		2	2,001	2,062	vérifié

Tableau 19:calcul des coefficients de sécurité vis-à-vis de la décompression en basse marée

			Basse marrée ev	ec	B'	C	Cref	
ELUF		1	11,563	3,563	13,310	83,191	10	vérifié
		2	11,655	3,655	13,033	81,461	10	vérifié
ELUS	descendant	1	11,474	3,474	13,577	84,858	10	vérifié
		2	11,480	3,480	13,559	84,744	10	vérifié
	ascendant	1	11,689	3,689	12,931	80,823	10	vérifié
		2	11,674	3,674	12,977	81,110	10	vérifié
ELS	rare	1	10,789	2,789	15,630	97,689	75	vérifié
		2	10,831	2,831	15,504	96,905	75	vérifié
	fréquente	1	10,529	2,529	pas de décompression	100 %	90	vérifié
		2	10,562	2,562	pas de décompression	100 %	90	vérifié

Vérification vis-à-vis de la décompression

Tableau 20:calcul des coefficients de sécurité vis-à-vis de la décompression en haute marée

			Haute marrée					
			ev	ec	B'	C	Cref	
ELUF		1	10,761	2,761	15,7161	98,226	10	vérifié
		2	10,589	2,589	pas de décompression	100 %	10	vérifié
ELUS	descendant	1	10,862	2,862	15,412	96,328	10	vérifié
		2	10,600	2,600	pas de décompression	100 %	10	vérifié
	ascendant	1	11,049	3,049	14,852	92,825	10	vérifié
		2	10,741	2,741	15,775	98,595	10	vérifié
ELS	rare	1	9,986	1,986	pas de décompression	100 %	75	vérifié
		2	9,877	1,877	pas de décompression	100 %	75	vérifié
	fréquente	1	9,970	1,970	pas de décompression	100 %	90	vérifié
		2	9,865	1,865	pas de décompression	100 %	90	vérifié

Vérification vis-à-vis du poinçonnement

IV.7.4.2.1.1 Pour la banquette

Tableau 21:calcul des coefficients de sécurité vis-à-vis du poinçonnement sur banquette en basse marée

			Basse marrée			
			qréf	qu	Fs	
ELUF		1	66,758	185,912	2,784	vérifié
		2	63,069	179,161	2,840	vérifié
ELUS	descendant	1	58,693	176,537	3,007	vérifié
		2	55,762	176,278	3,161	vérifié
	ascendant	1	59,847	162,063	2,707	vérifié
		2	55,750	159,277	2,856	vérifié
ELS	rare	1	53,554	290,187	5,418	vérifié
		2	52,387	290,274	5,540	vérifié

Tableau 22:calcul des coefficients de sécurité vis-à-vis du poinçonnement sur banquette en haute marée

			Haute marrée			
			qréf	qu	Fs	
ELUF		1	55,555	247,520	4,455	vérifié
		2	49,692	263,006	5,292	Vérifié
ELUS	descendant	1	50,141	192,728	3,843	Vérifié
		2	45,189	202,238	4,475	Vérifié
	ascendant	1	50,533	192,684	3,813	Vérifié
		2	44,370	210,449	4,742	Vérifié
ELS	rare	1	44,859	388,450	8,659	Vérifié
		2	42,709	404,333	9,467	Vérifié

IV.7.4.2.1.2 Pour le sol

Tableau 23:calcul des coefficients de sécurité vis-à-vis du poinçonnement sur sol renforcé en basse marée

			Basse marrée			
			qréf	qu	Fs	
ELUF		1	39,850	293,739	7,370	Vérifié
		2	37,161	288,439	7,761	Vérifié
ELUS	descendant	1	35,611	276,383	7,761	Vérifié
		2	33,815	276,807	8,185	Vérifié
	ascendant	1	35,264	263,399	7,469	Vérifié
		2	32,761	260,269	7,944	Vérifié
ELS	rare	1	37,519	387,472	10,327	Vérifié
		2	36,535	390,021	10,675	vérifié

Tableau 24:calcul des coefficients de sécurité vis-à-vis du poinçonnement sur sol renforcé en haute marée

			Haute marrée			
			qréf	qu	Fs	
ELUF		1	42,419	322,821	7,610	Vérifié
		2	39,455	330,581	8,378	Vérifié
ELUS	descendant	1	38,095	270,126	7,090	Vérifié
		2	36,136	271,295	7,507	Vérifié
	ascendant	1	37,813	273,286	7,227	vérifié
		2	35,0285	282,636	8,068	Vérifié
ELS	rare	1	39,376	431,050	10,946	Vérifié
		2	38,293	439,117	11,467	vérifié

IV.7.5 Vérification du grand glissement

IV.7.5.1 Manipulation du logiciel

La justification vis-à-vis du grand glissement consiste à vérifier la stabilité du mur contre le risque de la rupture circulaire profonde, en utilisant le logiciel SLIDE.
Dans cette partie, nous allons présenter les étapes principales pour la saisie sur le logiciel.
Après la définition des paramètres généraux du projet, la première étape consiste à introduire la géométrie du problème; ce qui revient à déterminer les coordonnées des points de la bordure extérieure de notre problème sans tenir compte de la présence de l'eau. Ensuite, on définit l'ensemble de couches constituant notre géométrie ainsi que le niveau de la nappe d'eau.
La deuxième étape consiste à définir les matériaux et leurs caractéristiques intrinsèques (Cohésion, Angle de frottement, Densité ...) et à les affecter aux couches correspondantes.

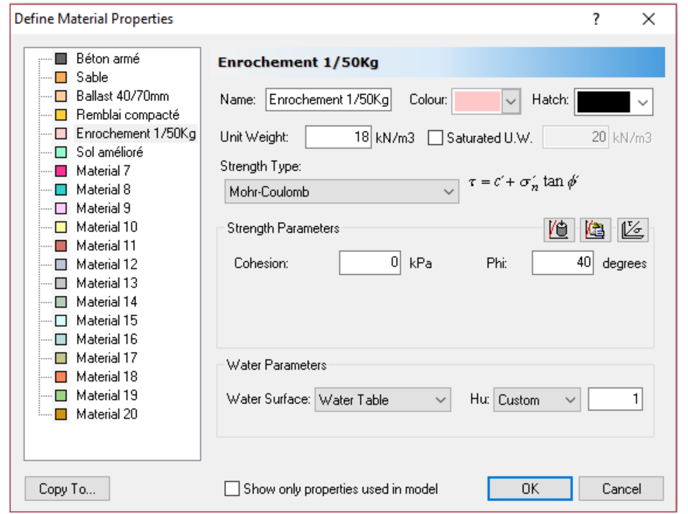


Figure 89:Définition des matériaux et leurs caractéristiques sur SLIDE

La troisième étape est de définir les chargements ainsi que les accélérations sismiques et finalement définir la zone de recherche du centre du cercle critique de glissement.

IV.7.5.2 Définition des données générales

IV.7.5.2.1 Le niveau des eaux

Les niveaux des eaux pris en compte dans les calculs sur SLIDE, sont les mêmes définis dans le chapitre des hypothèses de calcul.

IV.7.5.2.2 Les charges

Les charges ponctuelles et les charges réparties sont détaillées dans le tableau suivant :

Type	**Angle/horizontale (°)**	**Valeur**
Charge d'exploitation	90	$4\ t/m^2$
Effort d'amarrage	30	$150\ t$

Figure 90: Tableau des charges appliquées sur SLIDE

Géométrie

La géométrie du mur de quai est définie sur le schéma suivant :

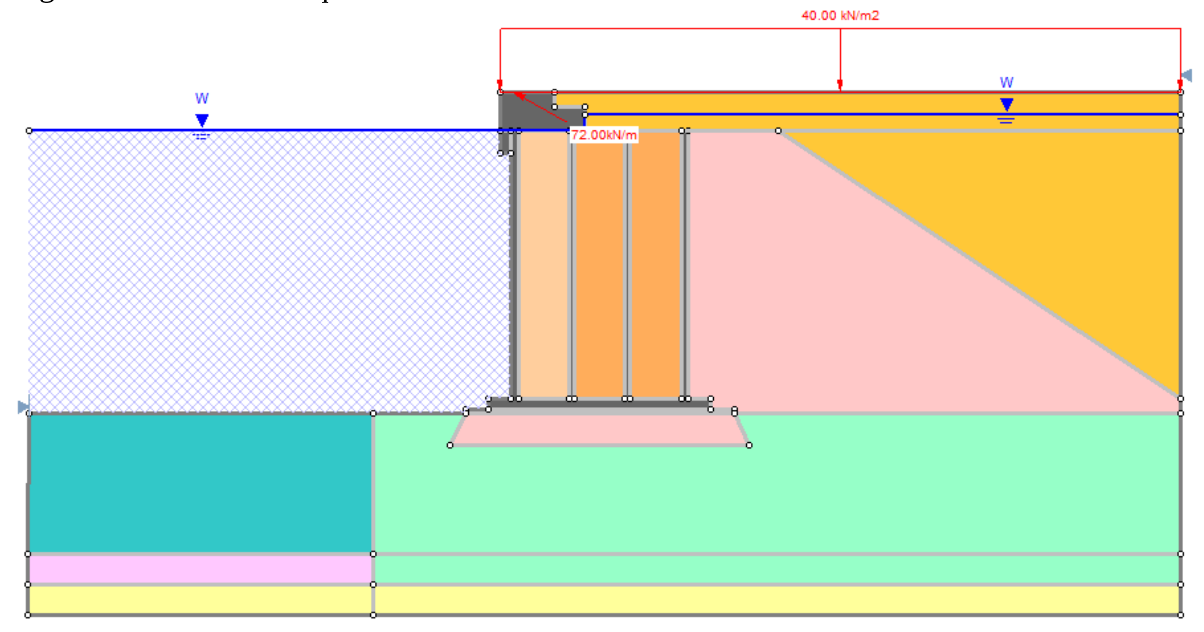


Figure 91:Représentation de la géométrie du mur de quai et les charges appliquées sur SLIDE

Les caractéristiques géotechniques des différentes couches sont détaillées dans le tableau suivant :

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Béton armé		25	Mohr-Coulomb	10000	45
Sable		16	Mohr-Coulomb	1	25
Ballast 40/70mm		18	Mohr-Coulomb	1	35
Remblai compacté		22	Mohr-Coulomb	1	35
Enrochement 1/50Kg		18	Mohr-Coulomb	1	40
Sol amélioré		15	Mohr-Coulomb	1	36
Limons		19	Mohr-Coulomb	11	34
Sable limoneux moyennement dense		19	Mohr-Coulomb	1	33
Altération du substratum		19	Mohr-Coulomb	1	35

Figure 92:Caractéristiques géotechniques des différentes couches

IV.7.5.3 Calcul et présentation des résultats :

Après avoir saisi la géométrie de mur de quai, les caractéristiques des matériaux, le niveau des eaux et les charges appliquées au mur de quai, on lance le calcul pour les différents niveaux des eaux (basse et haute marée) et dans les différents cas de calcul (calcul statique, calcul en séisme ascendant et descendant).

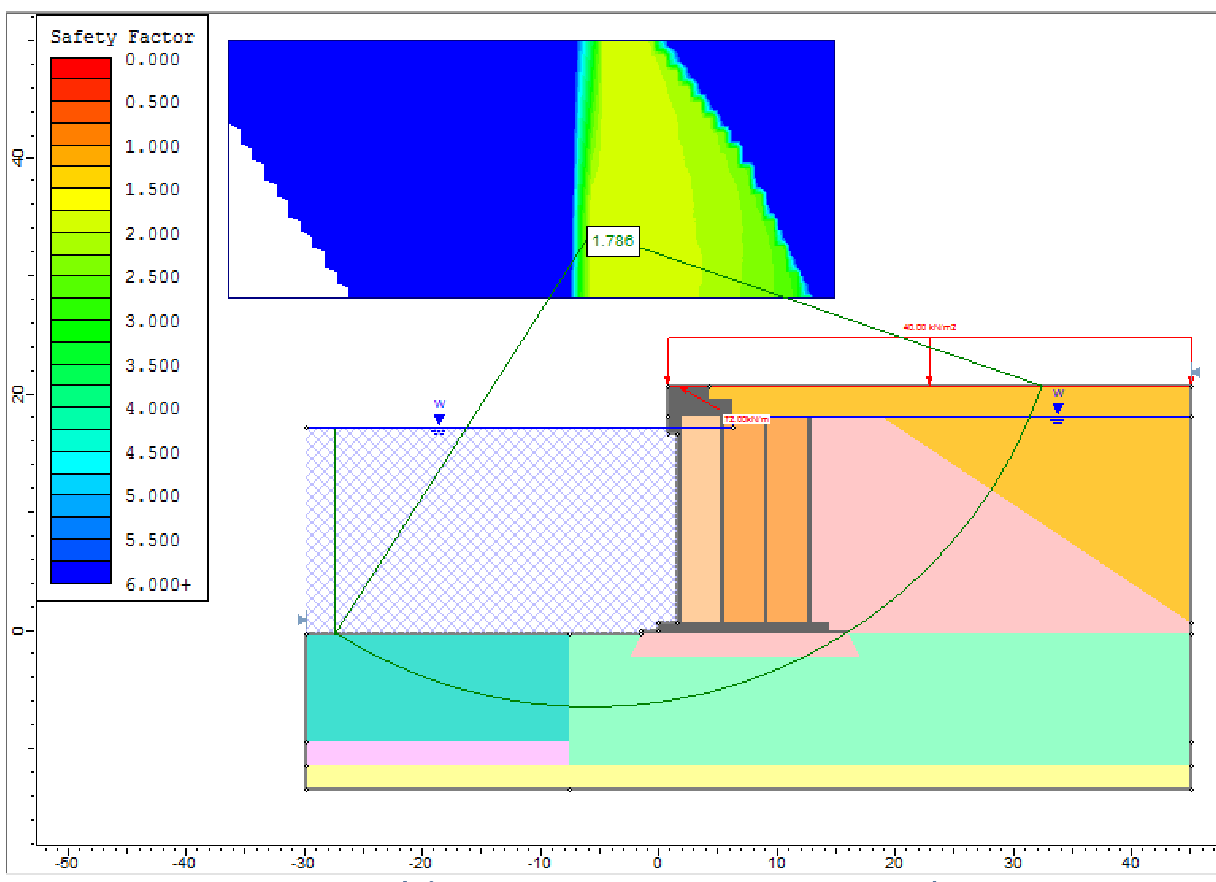


Figure 93:Vérification du grand glissement en ELU - Basse marée

✓ Les résultats obtenus pour les différents états de calcul sont détaillés dans l'Annexe n°13
Les coefficients obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant:

	Coefficient	
Etat limite	Basse Marrée	Haute Marrée
ELU fondamental	1,786	1,801
ELU Sismique ascendant	1,425	1,426
ELU Sismique descendant	1,469	1,470

Ces coefficients sont tous supérieurs au coefficient minimal de sécurité : 1.10.
Ainsi, la stabilité de notre poste pétrolier vis-à-vis au grand glissement est vérifiée pour les différentes combinaisons.

IV.8 Etude de la poutre de couronnement

IV.8.1 Conception

IV.8.1.1 Forme de la PC

La poutre de couronnement est un élément massif en béton armé qui servira comme support des équipements : bollards, défenses et rails. Elle va par la suite subir tous les efforts provoqués par ces derniers, à savoir les efforts d'amarrage et les efforts d'accostage. Son niveau d'implantation doit permettre aux navires d'y prendre appui là où la structure de leur coque est la plus résistante, c'est-à-dire pratiquement au niveau des ponts.

Sa forme en « L » permet de mobiliser des efforts favorables (Poids des terres au-dessus de la partie 2) que ce soit vis-à-vis du renversement ou vis-à-vis du glissement. Afin d'éviter la fissuration et permettre la dilatation thermique du béton, la poutre ne pourra pas être coulée sur toute la longueur du quai. Elle sera constituée de tronçons séparés par des joints de dilatation.

IV.8.2 Géométrie de la PC

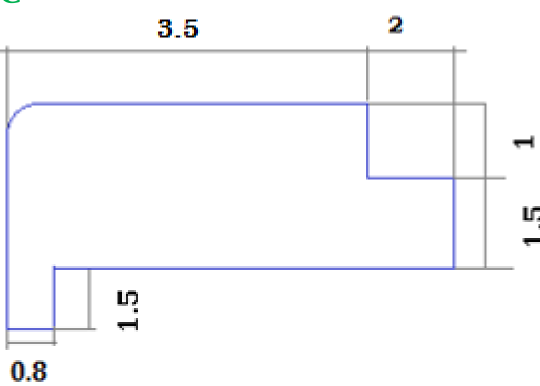


Figure 94:Dimensions de la poutre de couronnement

IV.8.3 Hypothèses de calcul

IV.8.3.1 Matériaux

Les caractéristiques du béton de la poutre de couronnement et du remblai au-dessus de la semelle sont données dans IV.5.9.

IV.8.3.2 Charges

Les charges appliquées sur la poutre de couronnement :

- Son poids propre
- Poids des remblais au-dessus du patin
- Effort d'amarrage
- Poussée des terres
- Poussée due aux surcharges
- Poussée hydrostatique
- Charge des portiques
- Action verticale due au séisme
- Action horizontale due au séisme
- Incrément de poussée des terres
- Incrément des surcharges
- Surpression hydrodynamique
- Dépression hydrodynamique

IV.8.3.3 Interprétation :

La poutre de couronnement est la plus sollicitée à connaitre des problèmes de glissement ou de renversement suite aux efforts d'amarrage au niveau des bollards. Ainsi une attention particulière doit être donnée au ferraillage et au dimensionnement de la poutre d'accostage.

IV.8.4 Critères de stabilité

Critère de sécurité	ELS	ELU	ELUA
Glissement	1.5	1.2	1.1
Renversement	1.5	1.2	1.1
Décompression	0.75	0.5	0.1

Tableau 25: Les coefficients de sécurité à respecter pour la stabilité de la poutre de couronnement

IV.8.5 Etude de stabilité

IV.8.5.1 Combinaisons de calcul

On utilisera les mêmes combinaisons de calcul que celles du mur en caisson détaillées dans ce chapitre IV.5.8 et IV.5.9.

IV.8.5.2 Calcul des efforts

IV.8.5.2.1 Statique

actions	Basse marrée					
	Composantes		eh	ev	Moments	
	H	V			H	V
Poids propre	0	36,775	1,729	0	0	0
Poussée statique des terres	1,542	0,665	2,333	4,7	3,600	3,1280
Poussée hydrostatique	0	0	1,833	0	0	0
Effort d'amarrage	6,200	-3,579	2,8	0,2	17,361	-0,715
Portique sur couronnement	0	20	0	3	0	60
Poussée surcharge d'exploitation	2,244	0,9680	2,75	4,7	6,171	4,549
Surcharge d'exploitation	0	22	0	5,5	0	121

Tableau 26:Efforts statiques appliquées à la poutre de couronnement en basse marée

actions	Haute marrée					
	Composantes		eh	ev	Moments	
	H	V			H	V
Poids propre	0	35,575	1,8015	0	0	0
Poussée statique des terres	1,419	0,612	2,376	4,7	3,373	2,877
Poussée hydrostatique	1,1587	0	1,833	0	2,124	0
Effort d'amarrage	6,20	-3,579	4,3	0,2	26,662	-0,715
Portique sur couronnement	0	20	0	0	0	0
Poussée surcharge d'exploitation	2,244	0,968	2,75	4,7	6,171	4,549
Surcharge d'exploitation	0	22	0	5,5	0	121

Tableau 27:les Efforts statiques appliqués à la poutre de couronnement en haute marée

IV.8.5.2.2 Sismique

IV.8.5.2.2.1 Séisme descendant :

actions	Basse marrée					
	Composantes		eh	ev	Moments	
	H	V			H	V
Poids dynamique	2,978	1,191	1,729	0	5,152	0
la poussée dynamique des terres	4,014	0,893	3,578	4,7	14,365	4,198
Surpression hydrodynamique	0	0	0	0	0	0
Dépression hydrodynamique	0	0	0	0	0	0
la surcharge dynamique	2,985	0,616	2,75	4,7	8,210	2,897

Tableau 28:Efforts sismiques appliquées à la poutre de couronnement en basse marée (séisme descendant)

actions	Haute marrée					
	Composantes		eh	ev	Moments	
	H	V			H	V
Poids dynamique	2,881	1,152	1,801	0	5,191	0
la poussée dynamique des terres	4,504	1,026	2,890	4,7	13,019	4,825
Surpression hydrodynamique	0,0194	0	1,9	0	0,0369	0
Dépression hydrodynamique	0,109	0	0,375	0	0,0410	0
la surcharge dynamique	2,985	0,616	2,75	4,7	8,210	2,897

Tableau 29:Efforts sismiques appliquées à la poutre de couronnement en haute marée (séisme descendant)

IV.8.5.2.2.2 Séisme ascendant :

actions	Basse marrée					
	Composantes		eh	ev	Moments	
	H	V			H	V
Poids dynamique	2,978	-1,191	1,729	0	5,152	0
la poussée dynamique des terres	3,678	0,813	3,575	4,7	13,152	3,823
Surpression hydrodynamique	0	0	0	0	0	0
Dépression hydrodynamique	0	0	0	0	0	0
la surcharge dynamique	3,178	0,656	2,75	4,7	8,741	3,084

Tableau 30:Efforts sismiques appliquées à la poutre de couronnement en basse marée (séisme ascendant)

actions	Haute marrée					
	Composantes		eh	ev	Moments	
	H	V			H	V
Poids dynamique	2,881	-1,152	1,801	0	5,191	0
la poussée dynamique des terres	4,121	0,9360	2,865	4,7	11,811	4,399
Surpression hydrodynamique	0,0194	0	1,9	0	0,036	0
Dépression hydrodynamique	0,109	0	0,375	0	0,041	0
la surcharge dynamique	3,178	0,656	2,75	4,7	8,741	3,084

Tableau 31: Efforts sismiques appliquées à la poutre de couronnement en haute marée (séisme ascendant)

IV.8.6 Vérification de la stabilité

combinaisons			Basse marrée					
			Composantes		eh	ev	Moments	
			H	V			H	V
ELUF		1	10,812	91,897	2,694	3,134	29,134	258,956
		2	11,700	76,099	2,708	2,776	31,691	179,594
ELUS	descendant	1	9,381	64,952	2,780	2,355	26,086	126,886
		2	10,667	54,474	2,788	1,968	29,747	77,470
	ascendant	1	9,200	62,522	2,749	2,430	25,298	126,662
		2	10,409	52,027	2,761	2,035	28,746	77,171

Tableau 32:Calcul des efforts et moments dans les différents cas de charges en basse marée

combinaisons			Haute marrée					
			Composantes		eh	ev	Moments	
			H	V			H	V
ELUF		1	12,014	90,611	3,279	2,109	39,394	191,118
		2	12,902	74,812	3,519	1,493	45,405	111,756
ELUS	descendant	1	9,903	63,847	2,509	1,628	24,857	103,9439
		2	11,189	53,369	2,881	1,013	32,238	54,098
	ascendant	1	9,674	61,483	2,488	1,686	24,073	103,667
		2	10,883	50,988	2,870	1,054	31,242	53,747

Tableau 33:Calcul des efforts et moments dans les différents cas de charges en haute marée

			Basse Marée	Haute Marée	
ELUF		1	4,907	4,354	vérifié
		2	3,755	3,347	vérifié
ELUS	descendant	1	3,997	3,722	vérifié
		2	2,948	2,753	vérifié
	ascendant	1	3,923	3,669	vérifié
		2	2,885	2,704	vérifié

Tableau 34:Calcul des coefficients de sécurité vis-à-vis du glissement

			Basse Marée				
			ev	ec	B'	C	
ELUF		1	3,134	0,784	4,695	99,900	vérifié
		2	2,776	0,426	pas de décompression	100 %	vérifié
ELUS	descendant	1	2,355	0,005	pas de décompression	100 %	vérifié
		2	1,968	0,381	pas de décompression	100 %	vérifié
	ascendant	1	2,430	0,080	pas de décompression	100 %	vérifié
		2	2,035	0,314	pas de décompression	100 %	vérifié

Tableau 35:Calcul des coefficients de sécurité vis-à-vis de la décompression en basse marée

			HM				
			ev	ec	B'	C	
ELUF		1	2,109	0,240	pas de décompression	100 %	vérifié
		2	1,493	0,856	pas de décompression	100 %	vérifié
ELUS	descendant	1	1,628	0,721	pas de décompression	100 %	vérifié
		2	1,013	1,336	pas de décompression	100 %	vérifié
	ascendant	1	1,686	0,663	pas de décompression	100 %	vérifié
		2	1,054	1,295	pas de décompression	100 %	vérifié

Tableau 36:Calcul des coefficients de sécurité vis-à-vis de la décompression en haute marée

La stabilité de la poutre de couronnement est vérifiée en ELS, en ELU et en sismique

IV.8.7 Conclusion

Cette étude de stabilité a permis de vérifier la résistance de l'ouvrage aux charges auxquelles il sera soumis tout au long de sa durée vie dans le cas statique. Ces charges peuvent être composées en deux : charges stabilisantes (poids propres de l'ouvrage, poids des remplissages, poids des remblais, etc.), et des charges déstabilisantes (poussées des remblais, les surcharges du terre-plein, charge des bollards, etc.). Lors de cette étude, une attention particulière a été donnée à l'évaluation de chacune de ces charges afin de ne pas tomber dans des problèmes de surdimensionnement ou, pire encore, de sous-dimensionnement.
Ceci a donc permis de démontrer que la géométrie adoptée est capable de garantir sa stabilité et sa pérennité.

Conclusion

Ce projet de fin d'études porte sur l'étude des ouvrages édifiés sur des sols compressibles. Plus particulièrement, l'objectif de ce travail est l'étude de stabilité d'un mur de quai en caisson construit sur un sol de caractéristiques médiocres.

Dans cette optique, la première partie de notre rapport traite la définition des sols compressibles et les problèmes engendrés par ces derniers, avant de présenter les différentes méthodes de renforcement et d'amélioration des sols. Dans la zone étudiée, l'épaisseur importante de la couche limoneuse justifie le recours au renforcement par colonnes ballastées.

C'est ainsi qu'on a procédé par un dimensionnement des colonnes ballastées par la méthode de Priebe, afin de limiter les tassements différentiels et réduire les contraintes qui agissent sur le sol de fondation. L'étude paramétrique (faite avec Plaxis 2D) a permis de comparer les résultats finaux de tassements du sol de fondation, avant et après renforcement par colonnes ballastées.

Dans la deuxième partie, le calcul de stabilité de ce caisson a mis en évidence la difficulté à pré-dimensionner un tel ouvrage. Un calcul des charges qui s'applique sur le caisson a été fait afin d'effectuer les vérifications de stabilité vis-à-vis du glissement, renversement, et le poinçonnement manuellement. La vérification vis-à-vis du grand glissement a été réalisée par le logiciel SLIDE.

Bien que nous ayons abordé autant d'aspects que possible lors de notre étude, un certain nombre de points doivent faire l'objet de recommandations :
-La modélisation numérique des colonnes ballastées avec le logiciel PLAXIS peut être réalisée sans le recours à la méthode d'homogénéisation simplifiée et ce en modélisant chaque colonne comme une inclusion dans le sol.
- La sécurité du quai vraquier doit être sujette à une étude approfondie.
- Une attention spéciale sera portée à la composition du béton utilisé
-Il sera intéressant d'étudier l'impact du sol renforcé par colonnes ballastées sur le dimensionnement des ouvrages d'accostage de type écran.

Bibliographie

Ouvrages imprimés

- Cours de Travaux Maritime de Madame BENMANSOUR Nadia.
- Cours de géotechnique de Madame EL BRAHMI Jamila.

Ouvrages électroniques

- MAGNAN , J.-P., & PILOT, G. *Amélioration des sols.* Technique de l'ingénieur, Traité Construction.
- Al, P. B. (2004). *Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement.*
- BOUASSIDA, M. (2006). *Concepts de dimensionnement des fondations sur sol renforcé par colonnes.*
- BERTRAND, S. (1985). *Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées.*
- Recommandations AFPS 90 ;
- Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil Fascicule 62 titre V.
- Règles de construction parasismique RPS2011 ;
- Manuel SLIDE ;
- Manuel PLAXIS.

Travaux universitaires

- KHOUKH Mohamed Amine et LAKHLIFI Salah. *Etude de la réalisation d'un deuxième poste pétrolier au port d'Agadir*. Projet de fin d'études, E.M.I, 2015.
- M. OUHADI Yaser. *Elaboration du plan de masse des ouvrages portuaires de l'OCP au sein du nouveau port de Safi.* Projet de fin d'études, E.M.I, 2015.

Annexe

Annexe 1: Abaque de Giroud

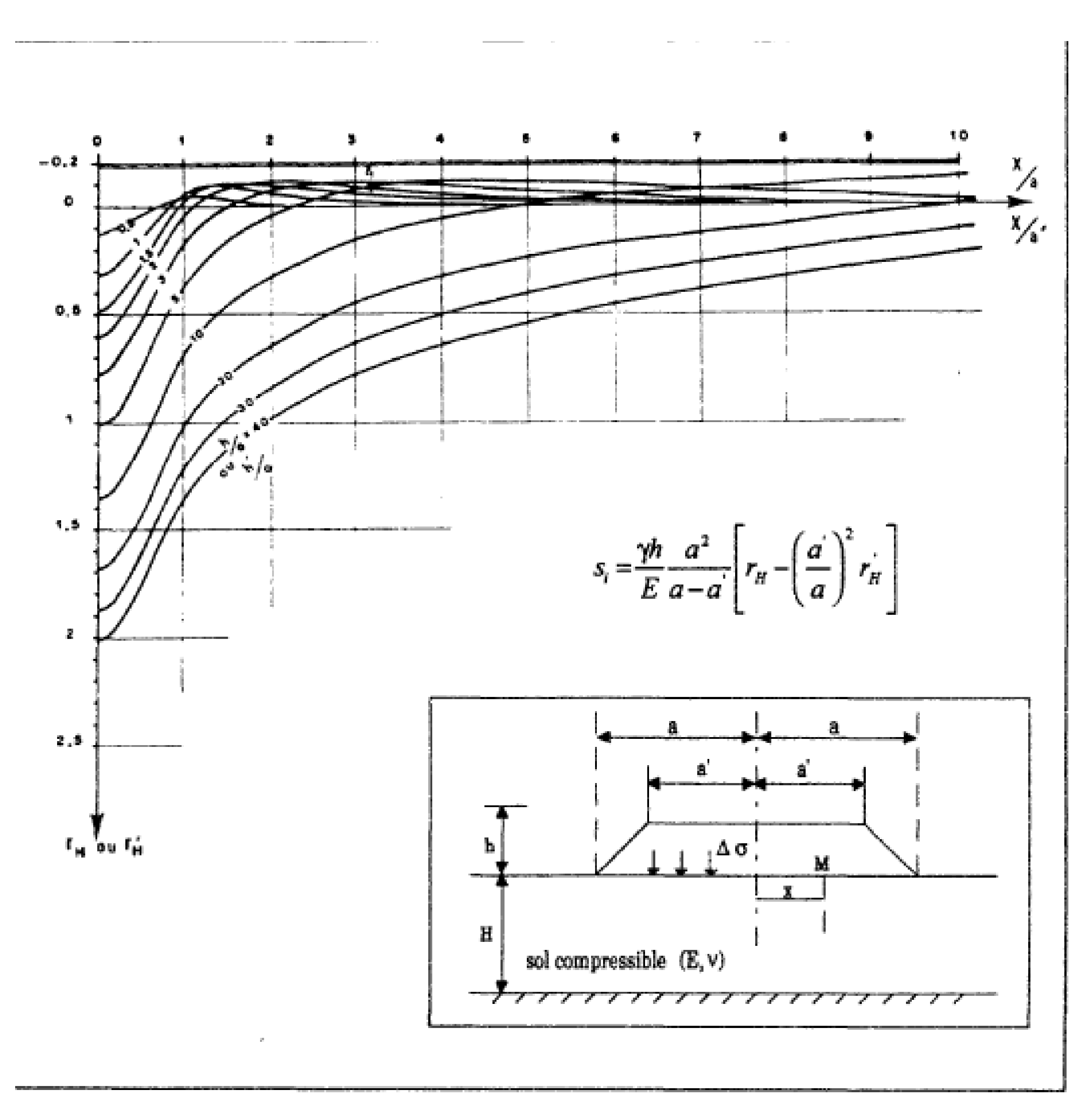


Figure 1.6. : Abaque de Giroud (1973) pour le calcul du tassement élastique immédiat (ν = 0,5).

Annexe 2 : Prédimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes empiriques

Prévision de la capacité portante et du diamètre de la colonne

Cette règle a été proposée par Thorburn en 1975, sous la forme indiquée dans la figure ci-dessous, où l'on trouvera à la fois la capacité portante de la colonne et son diamètre efficace, à prendre en compte dans des calculs plus poussés, en fonction de la résistance au cisaillement non draines du sol à traiter.

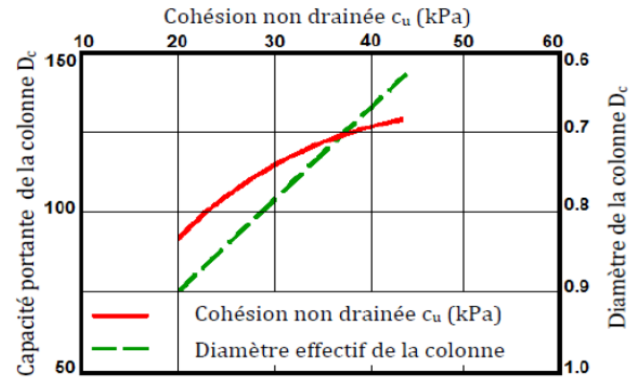


Figure 95:Détermination de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant

On insistera sur le caractère indicatif de ces valeurs ; Une vérification du diamètre efficace des colonnes devra impérativement être réalisée sur le chantier.

Détermination de l'espacement entre les colonnes

En négligeant les tassements immédiats et les déplacements générés par les contraintes de cisaillement, Greenwood (1970) propose un abaque de prédimensionnement donnant le facteur de réduction des tassements ($1/\beta$ *en* %) en fonction de l'espacement d des colonnes ballastées pour des plages de variation de la cohésion non drainée c_u des argiles encaissantes de 20 à 40 KPa (Figure 93).

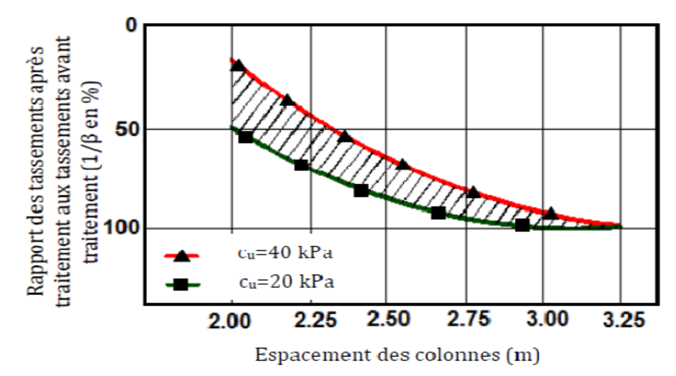


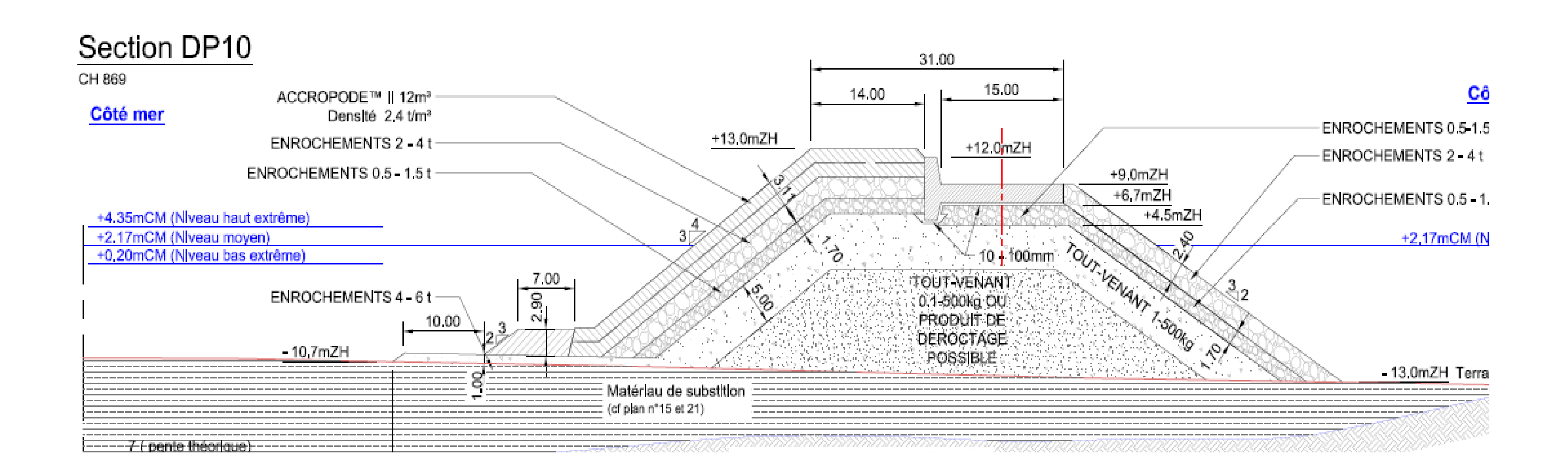
Figure 96: Détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne

Ces courbes ont été établies selon les hypothèses suivantes :

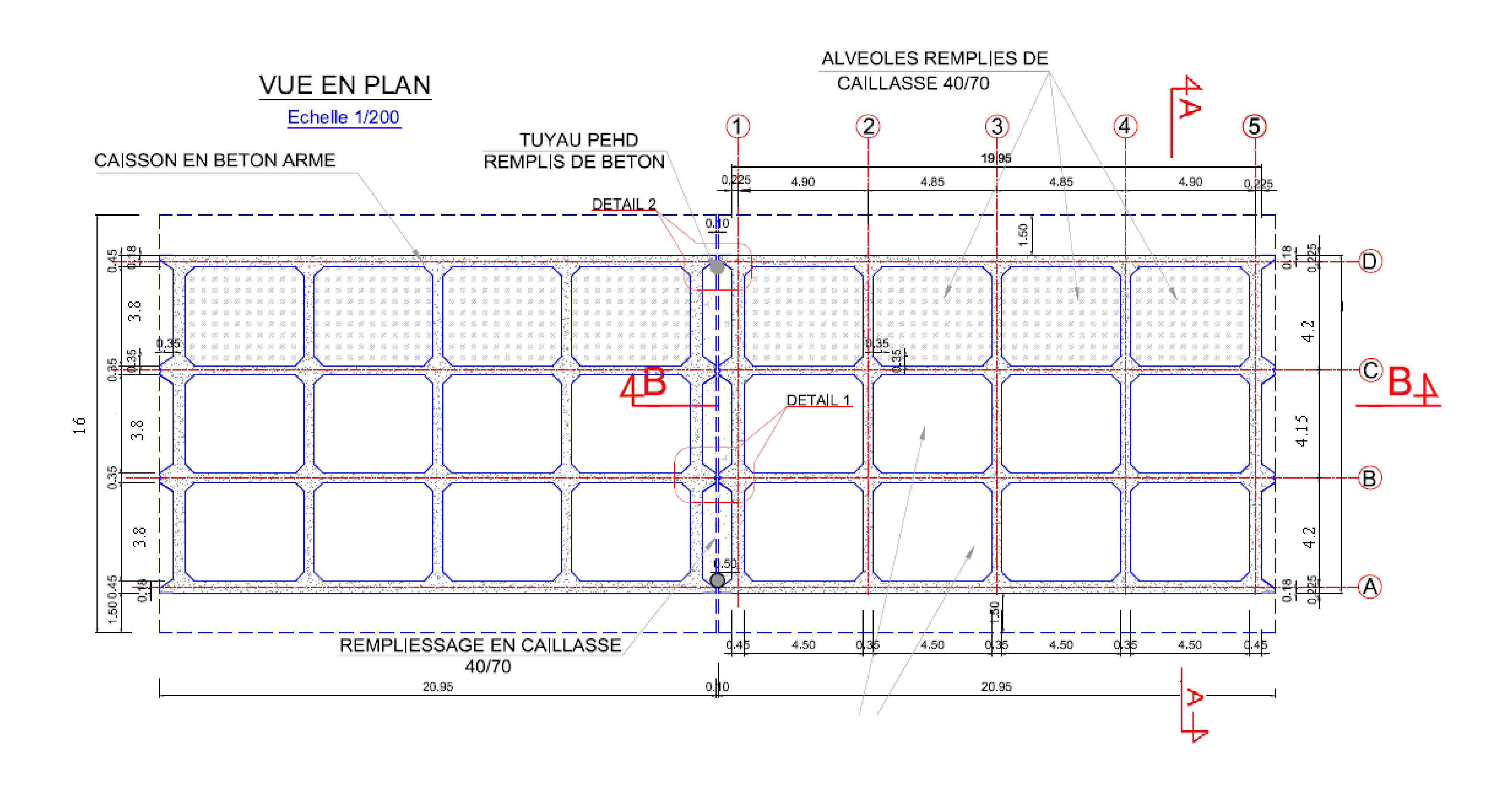
- Les colonnes reposent sur une couche plus ferme,
- Le calcul ne tient pas compte ni des tassements immédiats ni des déplacements induits par les divers cisaillements mobilises.

Cette méthode présente l'inconvénient de ne pas intégrer la charge apportée par l'ouvrage.

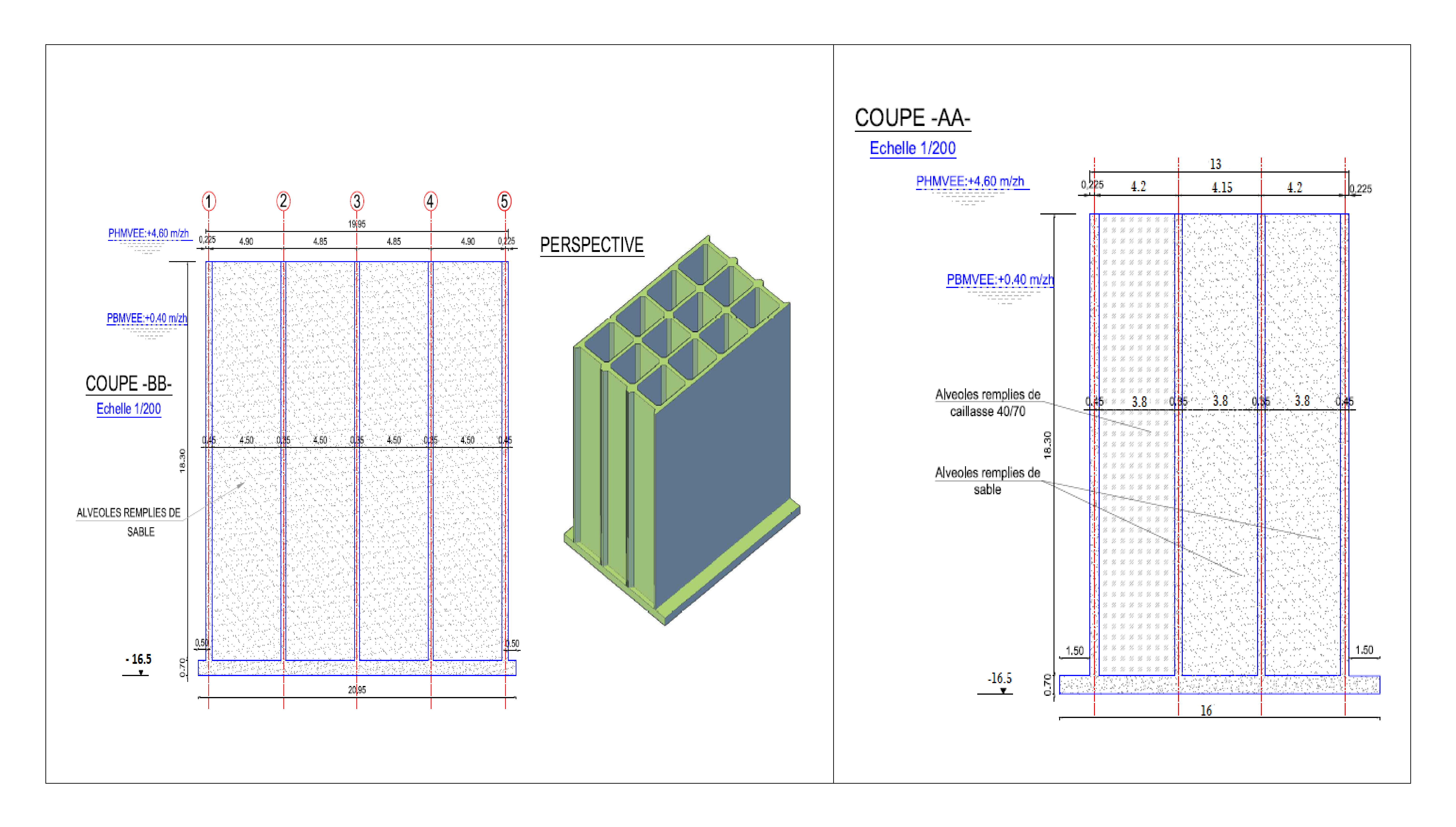
Annexe 3 : Détail de la digue



Annexe 4 : Vue en plan de caisson



Annexe 5 : Coupe A-A et B-B du caisson



Annexe 6 : Poussée statique et poussée due aux surcharges

Tableau 37: calcul de la poussée statique des terres en fonction de la profondeur z en termes de contraintes

								poussée statique sans séisme (t/m2)				poussée statique avec séisme (t/m2)			
				Poids volumique (t/m3)		Contrainte (t/m2)		horizontale		verticale		horizontale		verticale	
		Niveau	Z	BM	HM	BM	HM	BM	HM	BM	HM	BM	HM	BM	HM
	RC	6,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		5,5	0,6	2,2	2,2	1,32	1,32	0,29623536	0,296235363	0,12778346	0,12778346	0,32427966	0,32427966	0,06695836	0,06695836
HM		4,6(+)	1,5	2,2	2,2	3,3	3,3	0,74058841	0,740588408	0,31945866	0,31945866	0,81069915	0,81069915	0,16739591	0,16739591
		4,6(-)	1,5	2,2	1,1	3,3	3,3	0,74058841	0,740588408	0,31945866	0,31945866	0,81069915	0,81069915	0,16739591	0,16739591
changement de matériaux		3,6(+)	2,5	2,2	1,1	5,5	4,4	1,23431401	0,987451211	0,53243109	0,42594487	1,35116525	1,0809322	0,27899318	0,22319455
		3,6(-)	2,5	1,8	1,1	5,5	4,4	0,98224981	0,785799849	0,4933044	0,39464352	1,08098538	0,86478831	0,25619824	0,20495859
BM	ENR	1,4(+)	4,7	1,8	1,1	9,46	6,82	1,68946967	1,217989766	0,84848356	0,61169745	1,85929486	1,34042187	0,44066098	0,31768582
		1,4(-)	4,7	1,1	1,1	9,46	6,82	1,68946967	1,217989766	0,84848356	0,61169745	1,85929486	1,34042187	0,44066098	0,31768582
		-14,7	20,8	1,1	1,1	27,17	24,53	4,85231407	4,380834157	2,43692372	2,20013761	5,34006779	4,82119481	1,26561932	1,14264416
		-16,5	23	1,1	1,1	29,59	26,95	5,28450398	4,813024074	2,65397765	2,41719154	5,81570136	5,29682838	1,37834654	1,25537139
				total		380,6385	327,6625	68,2936429	58,80740632	34,1890257	29,4336051	75,1494802	64,710411	17,7592054	15,2892245

Tableau 38:Calcul de la poussée statique due aux surcharges en fonction de la profondeur z en termes de contraintes

				Kas							
				avec séisme		sans séisme		S statique avec séisme (t/m2)		S statique sans séisme (t/m2)	
		Niveau	Z	Kan	Kat	Kan	Kat	horizontale	verticale	horizontale	verticale
	RC	6,5	0	0,24566641	0,05072603	0,22442073	0,09680565	0,98266563	0,20290413	0,89768292	0,38722261
		5,5	0,6	0,24566641	0,05072603	0,22442073	0,09680565	0,98266563	0,20290413	0,89768292	0,38722261
HM		4,6(+)	1,5	0,24566641	0,05072603	0,22442073	0,09680565	0,98266563	0,20290413	0,89768292	0,38722261
		4,6(-)	1,5	0,24566641	0,05072603	0,22442073	0,09680565	0,98266563	0,20290413	0,89768292	0,38722261
changement de matériaux		3,6(+)	2,5	0,24566641	0,05072603	0,22442073	0,09680565	0,98266563	0,20290413	0,89768292	0,38722261
		3,6(-)	2,5	0,1965428	0,0465815	0,17859087	0,08969171	0,78617119	0,18632599	0,7143635	0,35876683
BM	ENR	1,4(+)	4,7	0,1965428	0,0465815	0,17859087	0,08969171	0,78617119	0,18632599	0,7143635	0,35876683
		1,4(-)	4,7	0,1965428	0,0465815	0,17859087	0,08969171	0,78617119	0,18632599	0,7143635	0,35876683
		-14,7	20,8	0,1965428	0,0465815	0,17859087	0,08969171	0,78617119	0,18632599	0,7143635	0,35876683
		-16,5	23	0,1965428	0,0465815	0,17859087	0,08969171	0,78617119	0,18632599	0,7143635	0,35876683

Annexe 7 : Calcul de l'incrément dynamique de la poussée du sol

Tableau 39: Calcul de l'incrément dynamique en fonction de la profondeur z en termes de contraintes

				incrément dynamique (séisme descendant) (t/m2)				incrément dynamique (séisme ascendant) (t/m2)			
				horizontale		verticale		horizontale		verticale	
		Niveau	Z	BM	HM	BM	HM	BM	HM	BM	HM
	RC	6,5	0	2,17431456	1,98032367	0,51532202	0,46934533	1,91170323	1,741142349	0,45308199	0,41265832
	RC	5,5	0,6	1,99648957	1,80249868	0,47317672	0,42720004	1,75535576	1,584794873	0,41602696	0,37560328
HM	RC	4,6(+)	1,5	0,69513402	0,50114313	0,16474979	0,1187731	0,6111765	0,440615615	0,14485149	0,10442782
HM	RC	4,6(-)	1,5	0,43731275	0,50114313	0,10364503	0,1187731	0,31883107	0,440615615	0,07556435	0,10442782
changement de matériaux		3,6(+)	2,5	0,2542516	0,32331815	0,06025874	0,07662781	0,1853669	0,284268139	0,04393276	0,06737279
changement de matériaux		3,6(-)	2,5	0,29098314	0,36837302	0,06008319	0,07606291	0,39708107	0,163809683	0,08199064	0,03382398
BM	ENR	1,4(+)	4,7	0,17458988	0,27627977	0,03604991	0,05704718	0,23824864	0,122857262	0,04919439	0,02536798
BM	ENR	1,4(-)	4,7	0,17458988	0,17458988	0,03604991	0,03604991	0,23824864	0,238248639	0,04919439	0,04919439
	ENR	-14,7	20,8	0,06983595	0,06983595	0,01441996	0,01441996	0,09529946	0,095299456	0,01967775	0,01967775
	ENR	-16,5	23	0	0	0	0	0	0	0	0

Annexe 8 : Calcul de la poussée dynamique totale

Tableau 40:Calcul de la poussée dynamique en fonction de la profondeur z en termes de contraintes

				Pad (séisme descendant) (t/m2)				Pad (séisme ascendant) (t/m2)			
				horizontale		verticale		horizontale		verticale	
		Niveau	Z	BM	HM	BM	HM	BM	HM	BM	HM
HM	RC	6,5	0	2,17431456	1,98032367	0,51532202	0,46934533	1,91170323	1,741142349	0,45308199	0,41265832
HM	RC	5,5	0,6	2,32076923	2,12677834	0,54013509	0,4941584	2,07963542	1,909074532	0,48298532	0,44256165
HM	RC	4,6(+)	1,5	1,50583317	1,31184228	0,3321457	0,28616901	1,42187565	1,251314763	0,3122474	0,27182373
HM	RC	4,6(-)	1,5	1,2480119	1,31184228	0,27104093	0,28616901	1,12953022	1,251314763	0,24296026	0,27182373
changement de matériaux		3,6(+)	2,5	1,60541684	1,40425035	0,33925192	0,29982235	1,53653215	1,365200336	0,32292594	0,29056733
changement de matériaux		3,6(-)	2,5	1,37196852	1,23316133	0,31628143	0,2810215	1,47806645	1,028597989	0,33818889	0,23878257
BM	ENR	1,4(+)	4,7	2,03388474	1,61670164	0,47671089	0,374733	2,0975435	1,463279137	0,48985536	0,3430538
BM	ENR	1,4(-)	4,7	2,03388474	1,51501176	0,47671089	0,35373573	2,0975435	1,578670514	0,48985536	0,36688021
	ENR	-14,7	20,8	5,40990375	4,89103076	1,28003928	1,15706412	5,43536725	4,916494264	1,28529707	1,16232191
	ENR	-16,5	23	5,81570136	5,29682838	1,37834654	1,25537139	5,81570136	5,296828377	1,37834654	1,25537139

Annexe 9 : Calcul de l'incrément dynamique du aux surcharges

Tableau 41:Calcul de l'incrément dynamique du aux surcharges en fonction de la profondeur z en termes de contraintes

				séisme descendant (t/m2)				séisme ascendant (t/m2)			
				horizontale		verticale		horizontale		verticale	
		Niveau	Z	BM	HM	BM	HM	BM	HM	BM	HM
	RC	6,1	0	0,211624103	0,2116241	0,04369686	0,04369686	0,28878623	0,28878623	0,05962956	0,05962956
		5,5	0,6	0,211624103	0,2116241	0,04369686	0,04369686	0,28878623	0,28878623	0,05962956	0,05962956
HM		4,6(+)	1,5	0,211624103	0,2116241	0,04369686	0,04369686	0,28878623	0,28878623	0,05962956	0,05962956
		4,6(-)	1,5	0,211624103	0,33488457	0,04369686	0,0691481	0,28878623	0,14891789	0,05962956	0,05962956
changement de matériaux		3,6(+)	2,5	0,211624103	0,33488457	0,04369686	0,0691481	0,28878623	0,14891789	0,05962956	0,05962956
		3,6(-)	2,5	0,184910253	0,29392559	0,04382453	0,06966164	0,13481229	0,25842558	0,73465749	0,85827077
BM	ENR	1,4(+)	4,7	0,184910253	0,29392559	0,04382453	0,06966164	0,13481229	0,25842558	0,73465749	0,85827077
		1,4(-)	4,7	0,293925591	0,29392559	0,06966164	0,06966164	0,25842558	0,25842558	0,85827077	0,85827077
		-14,7	20,8	0,293925591	0,29392559	0,06966164	0,06966164	0,25842558	0,25842558	0,85827077	0,85827077
		-15,4	23	0,293925591	0,29392559	0,06966164	0,06966164	0,25842558	0,25842558	0,85827077	0,85827077

Annexe 10: Calcul de la poussée due aux surcharges

Tableau 42:Calcul de la poussée dynamique due aux surcharges en fonction de la profondeur z en termes de contraintes

				Sad séisme descendant (t/m2)				Sad séisme ascendant (t/m2)			
				horizontale		verticale		horizontale		verticale	
		Niveau	Z	BM	HM	BM	HM	BM	HM	BM	HM
	RC	6,5	0	1,19428974	1,19428974	0,24660099	0,24660099	1,27145186	1,27145186	0,26253369	0,26253369
	RC	5,5	0,6	1,19428974	1,19428974	0,24660099	0,24660099	1,27145186	1,27145186	0,26253369	0,26253369
HM	RC	4,6(+)	1,5	1,19428974	1,19428974	0,24660099	0,24660099	1,27145186	1,27145186	0,26253369	0,26253369
HM	RC	4,6(-)	1,5	1,19428974	1,3175502	0,24660099	0,27205223	1,27145186	1,13158353	0,26253369	0,26253369
changement de matériaux		3,6(+)	2,5	1,19428974	1,3175502	0,24660099	0,27205223	1,27145186	1,13158353	0,26253369	0,26253369
changement de matériaux		3,6(-)	2,5	0,97108144	1,08009678	0,23015053	0,25598764	0,92098348	1,04459677	0,92098348	1,04459677
BM	ENR	1,4(+)	4,7	0,97108144	1,08009678	0,23015053	0,25598764	0,92098348	1,04459677	0,92098348	1,04459677
BM	ENR	1,4(-)	4,7	1,08009678	1,08009678	0,25598764	0,25598764	1,04459677	1,04459677	1,04459677	1,04459677
	ENR	-14,7	20,8	1,08009678	1,08009678	0,25598764	0,25598764	1,04459677	1,04459677	1,04459677	1,04459677
	ENR	-16,	23	1,08009678	1,08009678	0,25598764	0,25598764	1,04459677	1,04459677	1,04459677	1,04459677

Annexe 11 : Courbes de surpression dynamique

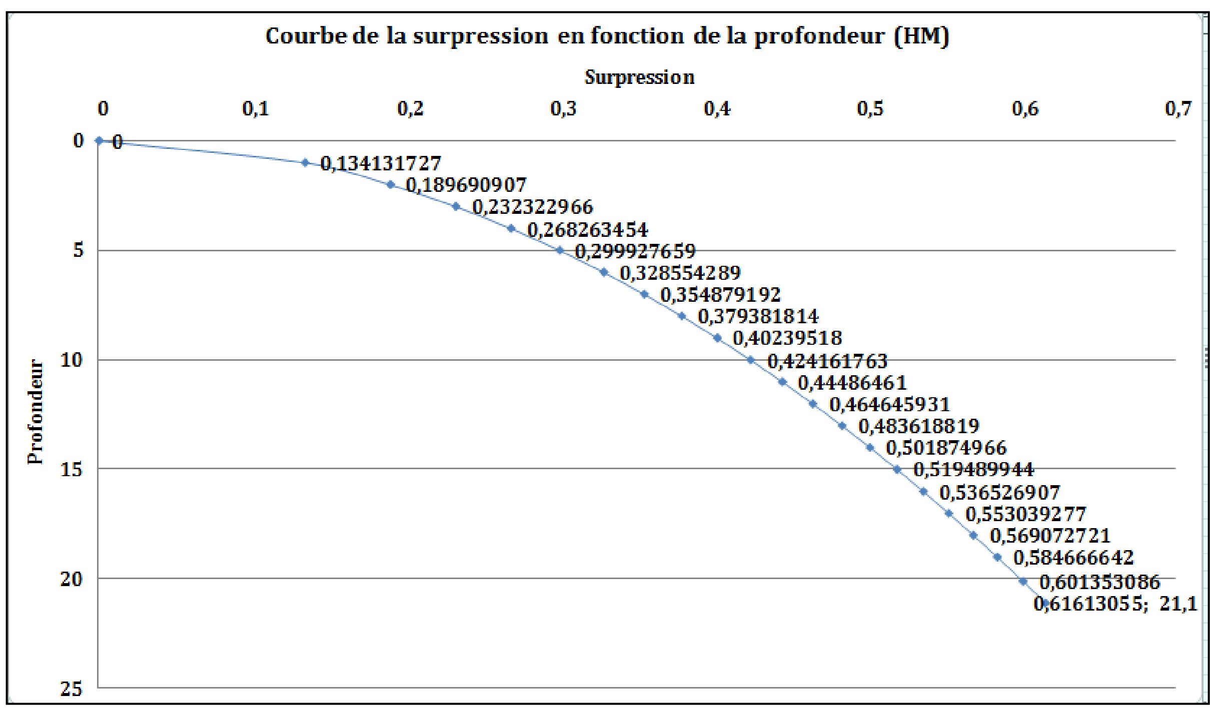


Figure 97:Courbe de surpression (t/m2) en fonction de la profondeur (HM)

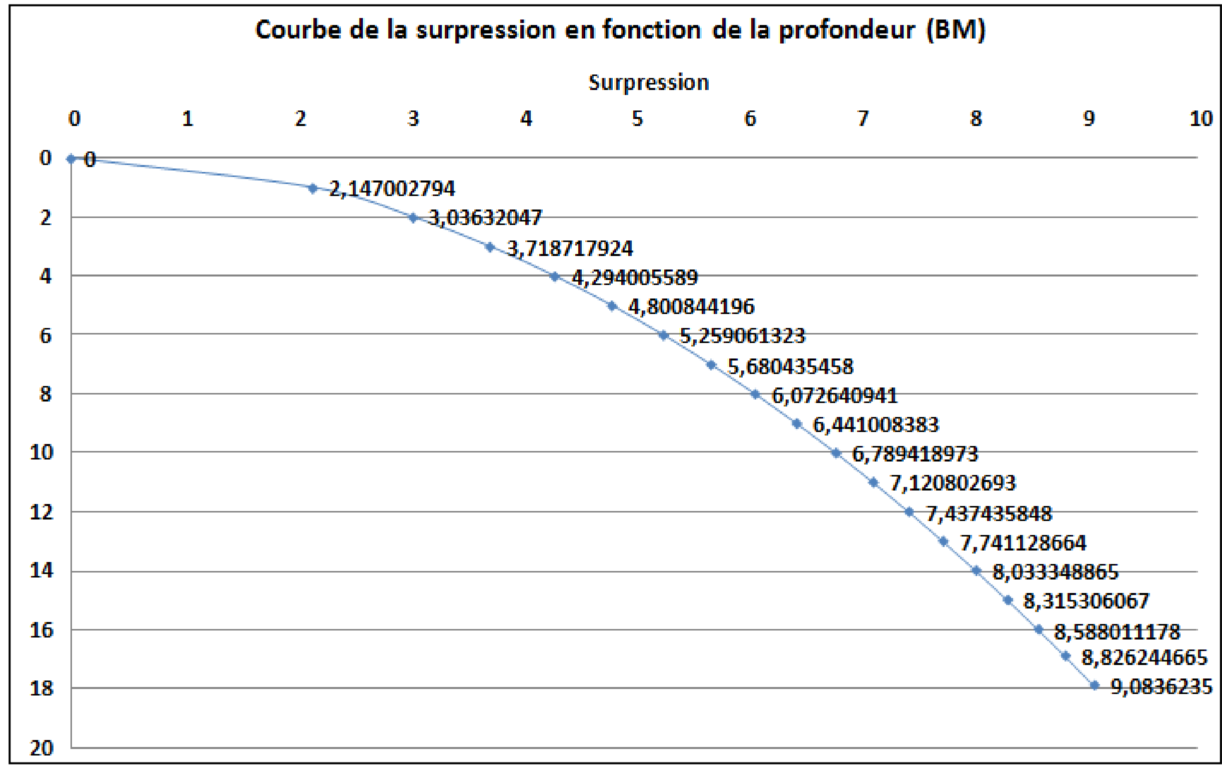


Figure 98:Courbe de surpression (t/m2) en fonction de la profondeur (BM)

Annexe 12: Courbes de dépression dynamique

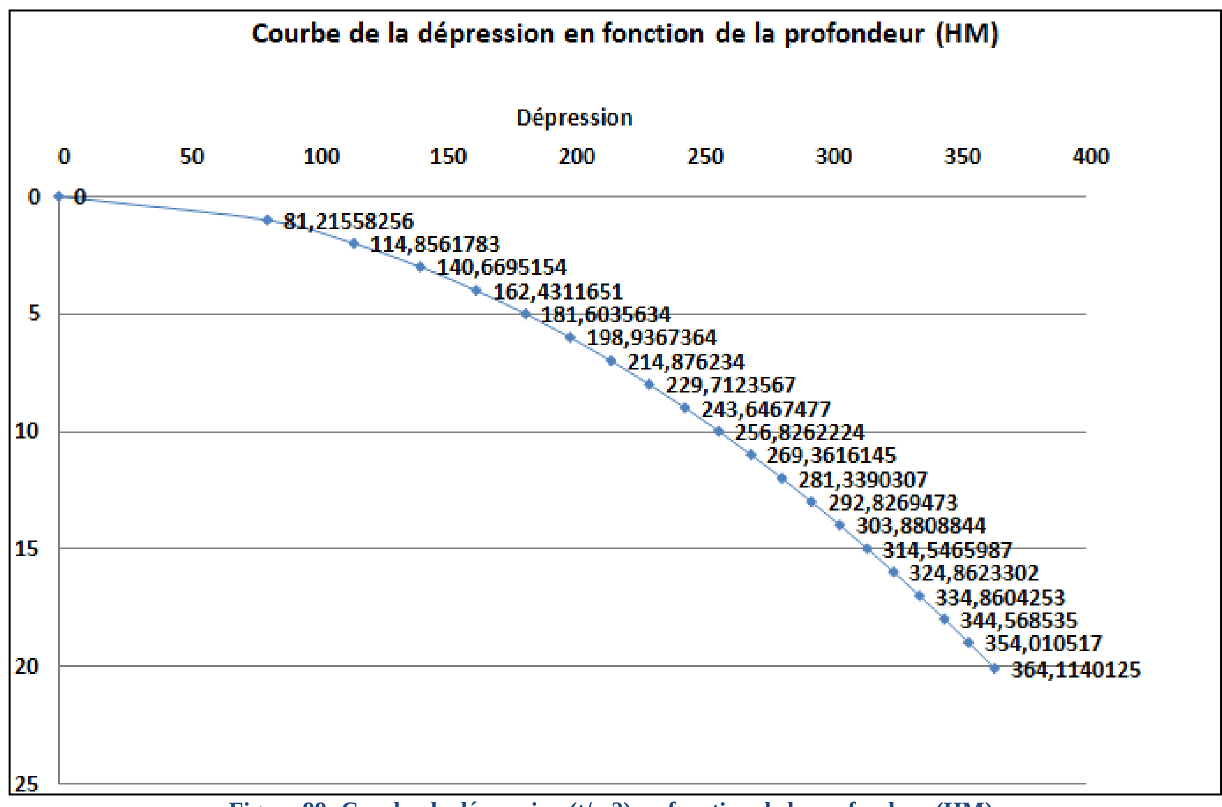


Figure 99: Courbe de dépression (t/m2) en fonction de la profondeur (HM)

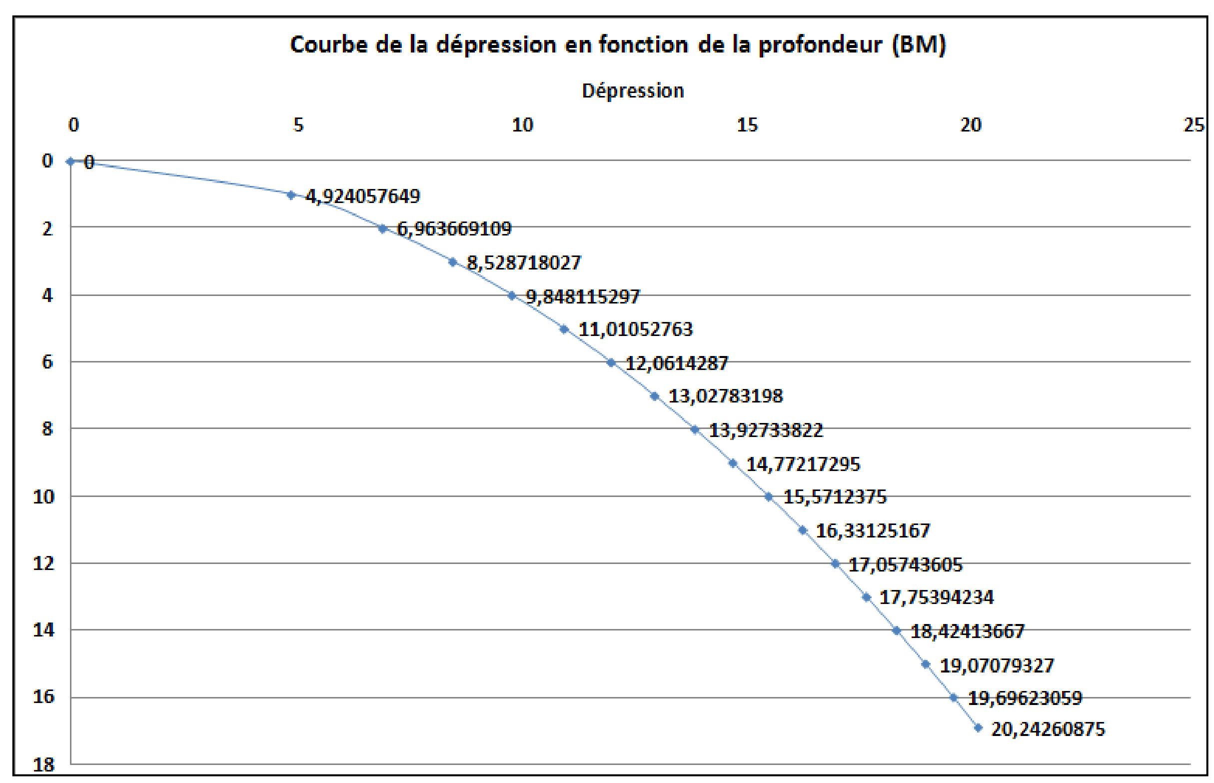


Figure 100: Courbe de dépression (t/m2) en fonction de la profondeur (BM)

Annexe 13 : Vérification vis-à-vis du grand glissement par SLIDE

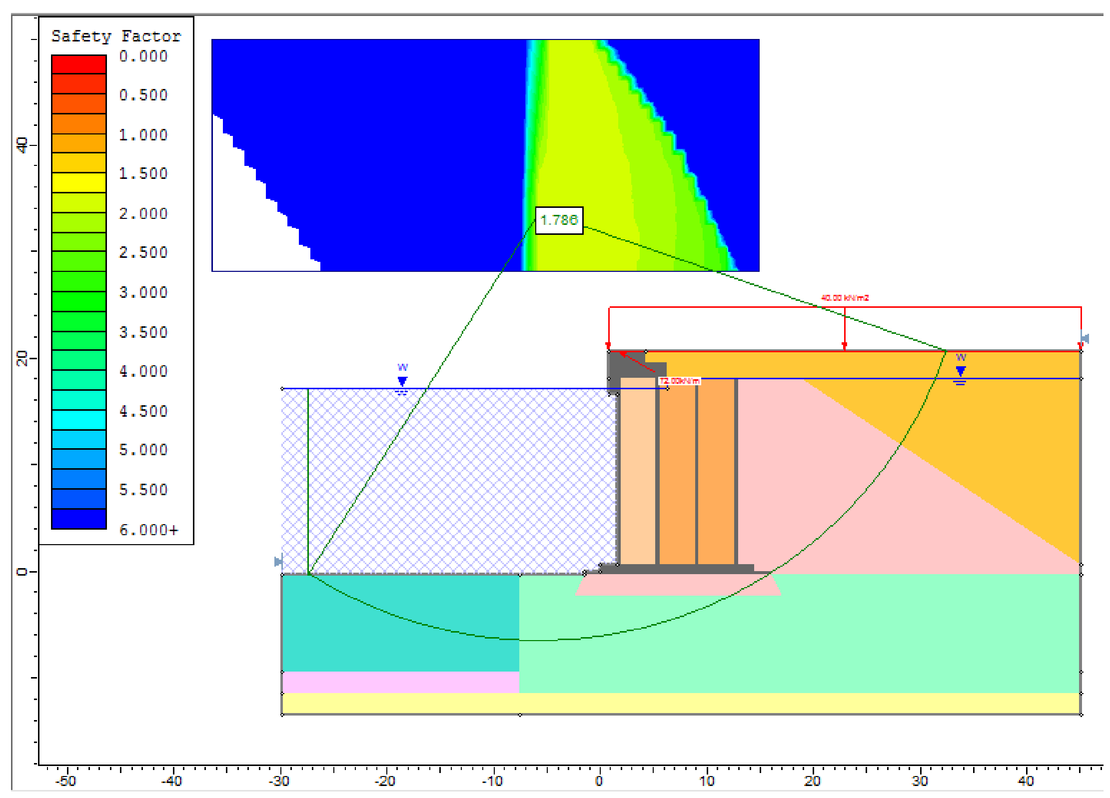


Figure 101:Vérification du grand glissement en Etat Statique – Basse marré.

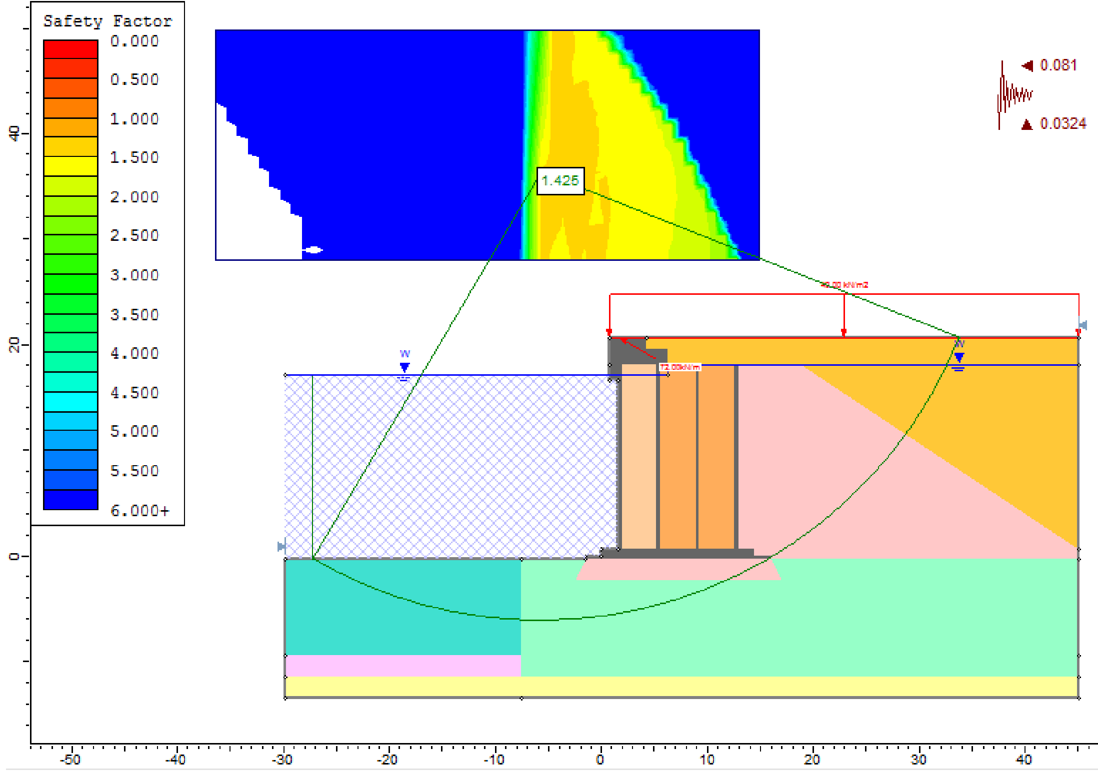


Figure 102:Vérification du grand glissement en ELU sismique ascendant - Basse marée.

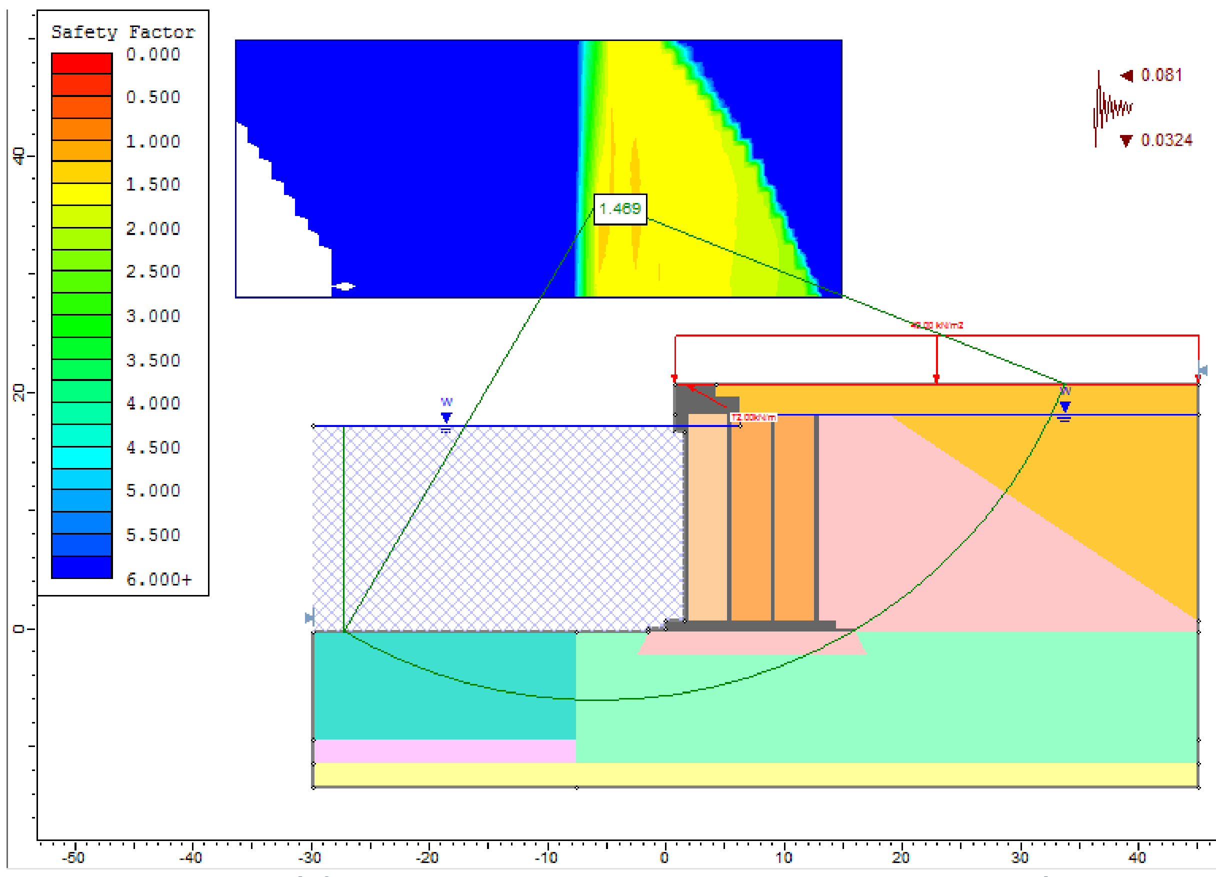


Figure 103:Vérification du grand glissement en ELU sismique descendant - Basse marée.

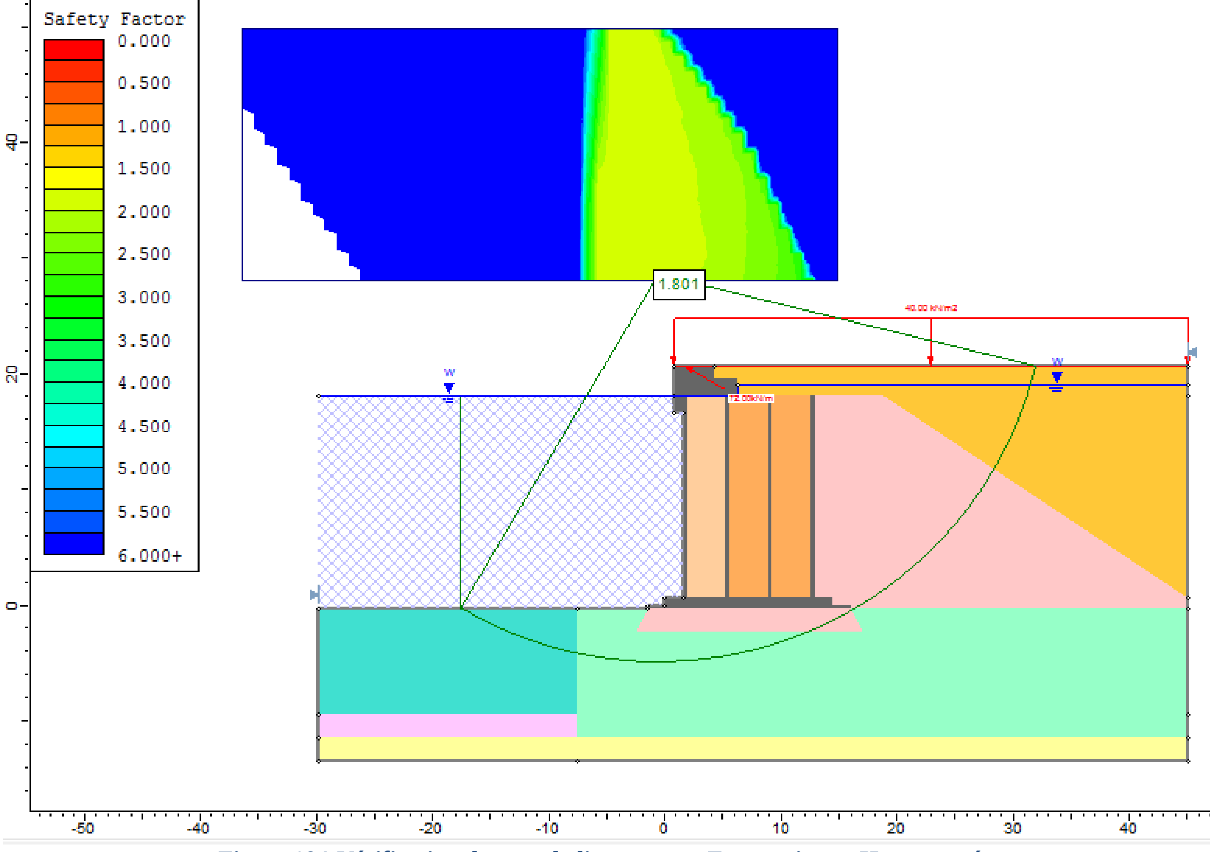


Figure 104:Vérification du grand glissement en Etat statique - Haute marée.

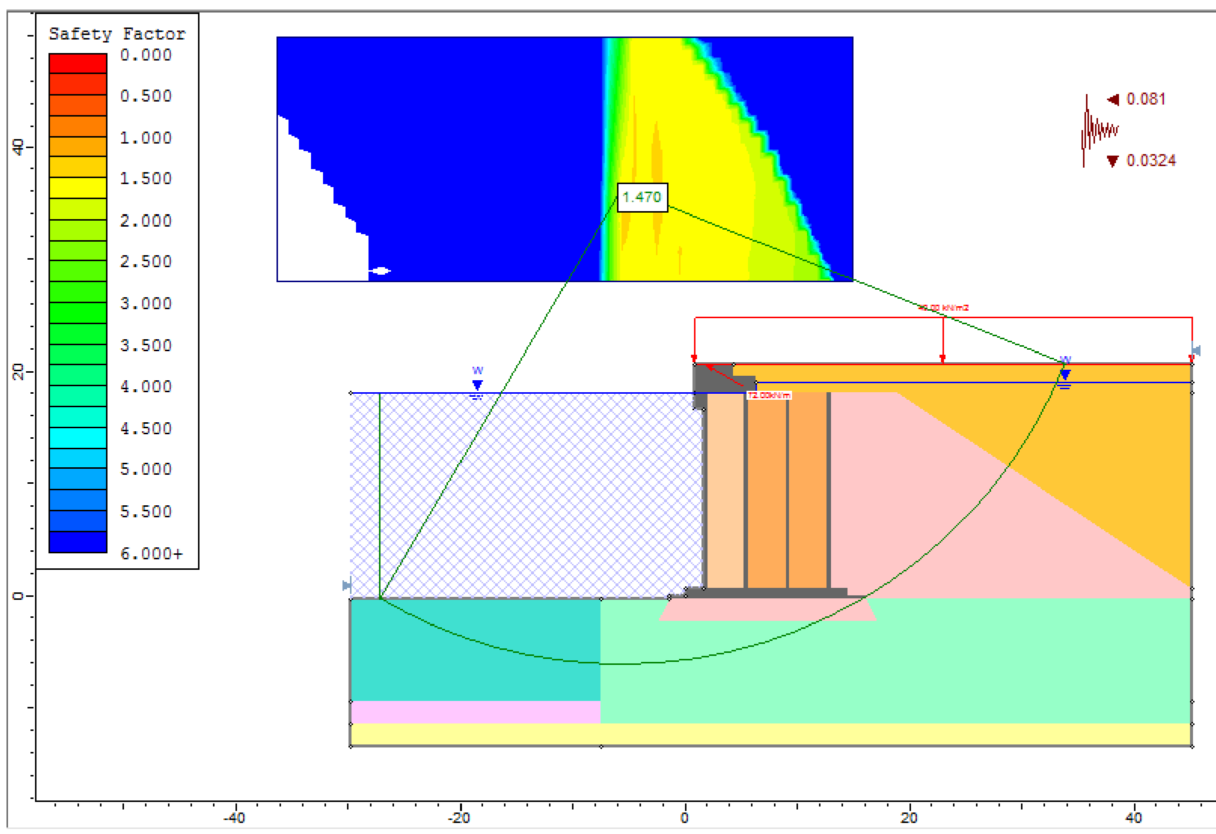


Figure 105:Vérification du grand glissement en ELU sismique descendant - Haute marée.

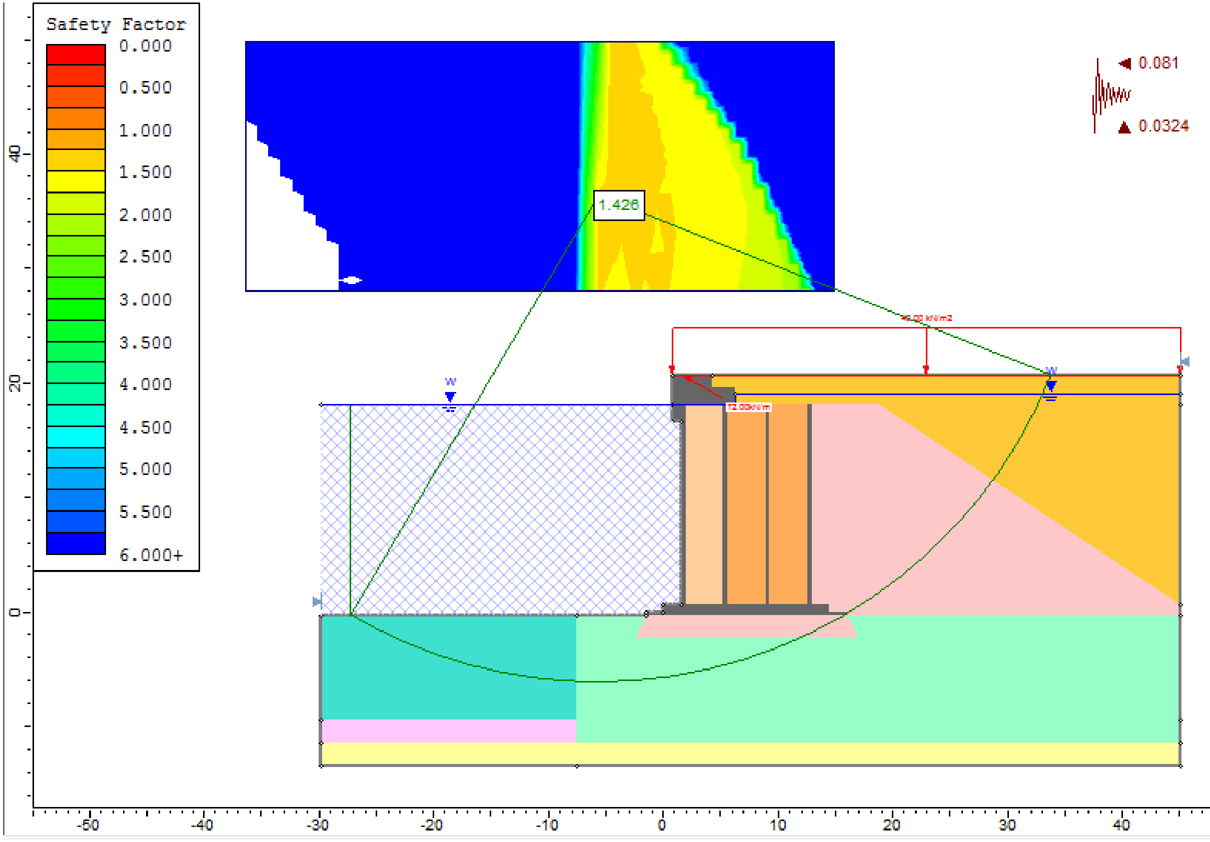


Figure 106:Vérification du grand glissement en ELU sismique ascendant - Haute marée.

Annexe 14 : Etapes de mise en place des caissons

La planéité

La mise en place du ballast, pour garantir l'horizontalité de la couche de pose des caissons, sera effectuée par une benne installée dans une grue de grande capacité, par décharges de précision. La grue est positionnée dans un ponton que donnera assistance à l'équipe de plongeurs en charge d'effectuer la régularisation du ballast. Pour faire la régularisation du ballast, les plongeurs utiliseront des « guides métalliques » avec l'appui topographique de façon à garantir le nivellement préconisé. La couche de ballast 40/60 aura une épaisseur de 30 cm maximum.

Le ponton de mise en place du ballast sera équipé d'un système de positionnement D.G.P.S., permettant de visualiser toujours et en temps réel sa position planimétrique (M et P). De cette façon et en tout instant s'obtient l'information du positionnement du ponton ainsi que de sa position par rapport à terre. Le ballast sera chargé au quai par une pelle hydraulique et d'une chargeuse.

Préfabrication

Les travaux commencent d'abord par la préfabrication des caissons à sec. A l'issue de la maturation, les caissons seront mis à l'eau par flottabilité à l'aide de remorqueurs.

La préfabrication des caissons se déroulera en deux phases :

- Une première phase à sec dans des cales sèches ;
- Une seconde phase avec le caisson en flottaison.

Travaux à sec

- Ferraillage et bétonnage du radier ;
- Bétonnage de l'amorce des voiles ;
- Ferraillage et bétonnage de la première levée des voiles ;
- Coffrage et ferraillage de la deuxième levée.

Mise en flottaison

Avant la mise en flottaison du caisson, on procède à une mise en eau partielle du caisson afin de vérifier l'étanchéité au niveau des zones de reprise.

Pour des raisons sécuritaires, on procède à la mise en flottaison du caisson à marée haute.

Après sa mise à flot, le caisson sera remorqué vers un poste à quai pour complément de bétonnage. Ce quai devra recevoir le caisson après son achèvement. Remorquage des caissons

Dragage de la souille et la mise en place de la couche de fondation

Cette étape concerne les travaux suivants :

- Travaux de dragage;
- Travaux de déroctage ;
- Mise en place des enrochements 0,2-1 T ;
- Mise en place de tout-venant 1-50 Kg ;
- Mise en place du ballast 40-70 mm.

La pose des caissons :

Une fois les caissons construits en assurant un décoffrage rigoureux, ils sont remorqués jusqu'à l'assise du mur de quai projeté.
L'opération de pose des caissons à leur arrivée suit les étapes suivantes:
- Le convoi (caisson + remorqueurs) se présente à l'emplacement de pose du caisson en marée haute, les remorqueurs maintiennent le caisson en position jusqu'à son amarrage.
- Le caisson est amarré moyennant des aussières connectées aux 4 platines de remorquage du caisson.
- Des antennes GPS seront installées pour permettre le positionnement et le calcul du cap et de l'attitude du caisson.
- Les treuils du caisson sont connectés aux lignes d'ancres.
- Pendant les manœuvres d'ancrage, une première phase de ballastage est lancée.
- Une fois le caisson ancré et pré-ballasté il est halé par les treuils jusqu'à sa position exacte.
- Le ballastage est poursuivi jusqu'à l'immobilisation du caisson.
- Le caisson étant posé en marée basse, le ballastage n'est arrêté qu'après atteinte de la quantité suffisante d'eau pour éviter le risque de flottaison en marée haute.
- Les platines de remorquage sont démontées sous l'eau par des plongeurs.

Remplissage des caissons :

Le remplissage des caissons se fait par voie terrestre pour les cellules côté remblai (sable) et par voie marine pour les cellules côté mer (ballast).
Les matériaux de dragage utilisés pour le remplissage des lobes des caissons sont densifiés par vibro-compactage.

Mise en place de l'épaulement en enrochement :

On procédera à la réalisation de l'épaulement en enrochements 10-100Kg à l'aide des camions double ponts (de capacité 35m3) et d'un bull pousseur à pneu ou chargeuse

Coulage de la poutre de couronnement :

Après l'achèvement de l'épaulement 10-100Kg, on procédera à la mise en place du ferraillage de la poutre de couronnement, puis au coffrage de cette dernière par des banches.
L'enrobage des armatures se fera par des cales en béton. Ensuite, viendra l'étape de bétonnage.

Réalisation du filtre granulaire :

Après le bétonnage de la poutre de couronnement et la réalisation de l'épaulement, on procédera à la réalisation du filtre granulaire en matériaux sélectionnés, en bennant directement le matériau transporté par des camions sur le front. Le réglage se fera par une pelle hydraulique équipé d'un bras très long.

Mise en place du filtre en géotextile :

Au fur et à mesure de la réalisation du filtre granulaire, on mettra un géotextile sur le filtre granulaire.

Mise en place du remblai du terre-plein :

Au fur et à mesure de la mise en place du géotextile, on entamera le remblaiement du nouveau terre-plein. Les matériaux de remblai seront transportés par des camions et mis en œuvre en les bennant directement sur les fronts. L'étalement de ces matériaux se fera par des bull ou par des chargeuses.

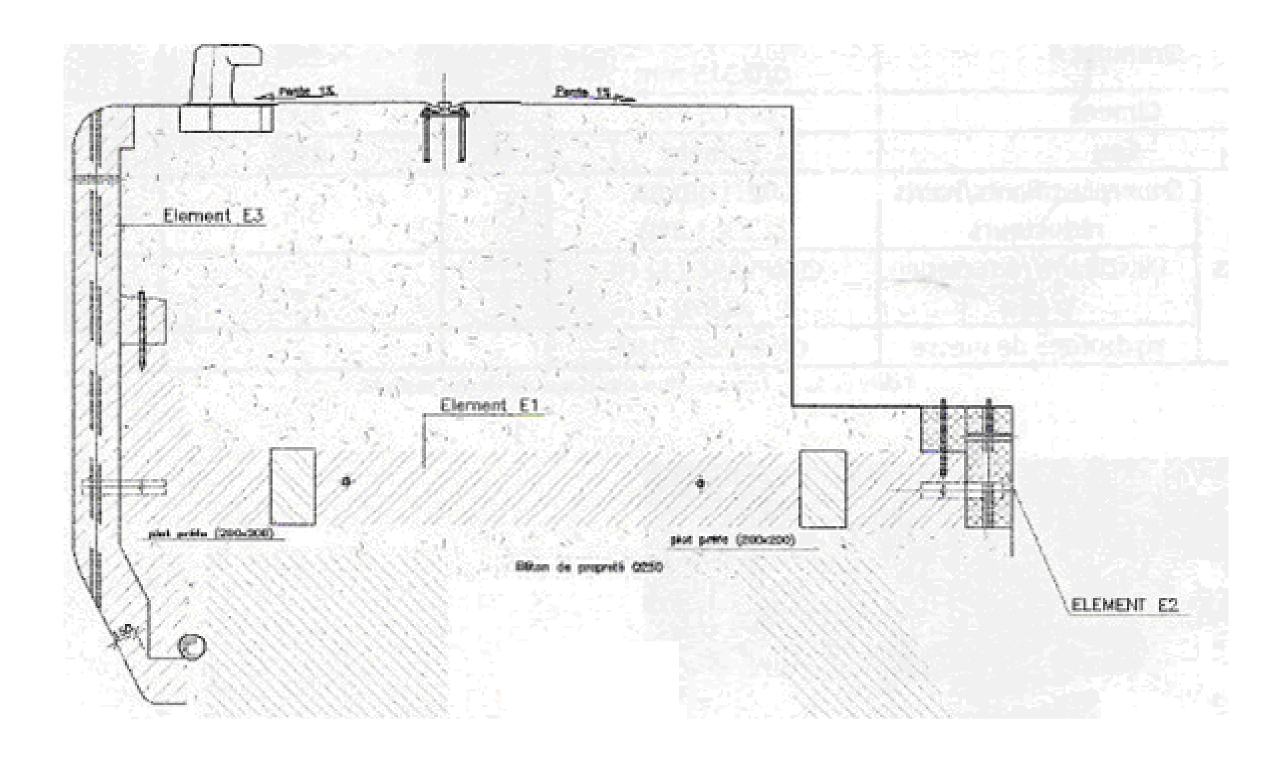
Réalisation du remblai compacté du terre-plein :

La mise en œuvre du remblai terrestre compacté sera sur environ 1,00m d'épaisseur.
Pour bien réussir cette opération on doit respecter les recommandations suivantes :
- La teneur en eau de mise en place devra être au voisinage de la teneur optimale du Proctor modifié.
- Respecter l'épaisseur de la couche avant compactage pour favoriser des gradients de densités favorables.
- Respecter le nombre de passe au rouleau vibrant pour atteindre l'énergie de compactage spécifiée.
- Respecter la vitesse de translation maximale, du compacteur, précisée par le laboratoire.

Dispositions de sécurité :

Les travaux doivent respecter scrupuleusement les instructions données dans le manuel de sécurité du projet. Le responsable de la sécurité, le conducteur et les chefs d'équipes doivent veiller à ce que :
- Tous les travailleurs utilisent des chaussures de sécurité et portent un casque de travail ;
- Tous les employés se trouvant à bord des barges ou de la plateforme autoélévatrice portent un gilet de sauvetage ;
- Les gants sont portés lors des opérations de manutention ;
- Seuls les travailleurs désignés pour la manutention des blocs peuvent se trouver dans le rayon de levage de la grue ;
- Il est interdit de se trouver sous la charge ;
- Les grues doivent être testées et certifiées par une entité de contrôle.

Annexe 15 : Réalisation de la poutre de couronnement



Avant la réalisation de la poutre de couronnement, on doit procéder à la mise en place du béton de propreté pour fermer l'alvéole rempli de ballast.

Pour la réalisation du couronnement on doit procéder à :

1. Mise en place des parties préfabriquées du couronnement : On doit procéder à la pose des éléments E2 et E3 en premier qui serviront de contrepoids pour la pose de l'élément E3.
2. Mise en place d'un coffrage métallique du côté du bassin qui s'appuie sur les blocs déjà installés ;
3. Mise en place du ferraillage ;
4. Mise en place d'un coffrage cote terreplein ;
5. Bétonnage du plot prépare par une pompe à béton alimentée par des camions malaxeurs de 8 à 10 m^3, le bétonnage de la première phase se fera jusqu'a la cote +4.45 m/zh ;
6. Le bétonnage de la deuxième phase se fera comme précèdent, la surface de reprise de bétonnage sera soignée par un nettoyage puis une mise en place des produits d'accrochage, la surface supérieure du couronnement devra être lissée et bien f